



This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

- + *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.
- + *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.
- + *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.
- + *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at <http://books.google.com/>



Über dieses Buch

Dies ist ein digitales Exemplar eines Buches, das seit Generationen in den Regalen der Bibliotheken aufbewahrt wurde, bevor es von Google im Rahmen eines Projekts, mit dem die Bücher dieser Welt online verfügbar gemacht werden sollen, sorgfältig gescannt wurde.

Das Buch hat das Urheberrecht überdauert und kann nun öffentlich zugänglich gemacht werden. Ein öffentlich zugängliches Buch ist ein Buch, das niemals Urheberrechten unterlag oder bei dem die Schutzfrist des Urheberrechts abgelaufen ist. Ob ein Buch öffentlich zugänglich ist, kann von Land zu Land unterschiedlich sein. Öffentlich zugängliche Bücher sind unser Tor zur Vergangenheit und stellen ein geschichtliches, kulturelles und wissenschaftliches Vermögen dar, das häufig nur schwierig zu entdecken ist.

Gebrauchsspuren, Anmerkungen und andere Randbemerkungen, die im Originalband enthalten sind, finden sich auch in dieser Datei – eine Erinnerung an die lange Reise, die das Buch vom Verleger zu einer Bibliothek und weiter zu Ihnen hinter sich gebracht hat.

Nutzungsrichtlinien

Google ist stolz, mit Bibliotheken in partnerschaftlicher Zusammenarbeit öffentlich zugängliches Material zu digitalisieren und einer breiten Masse zugänglich zu machen. Öffentlich zugängliche Bücher gehören der Öffentlichkeit, und wir sind nur ihre Hüter. Nichtsdestotrotz ist diese Arbeit kostspielig. Um diese Ressource weiterhin zur Verfügung stellen zu können, haben wir Schritte unternommen, um den Missbrauch durch kommerzielle Parteien zu verhindern. Dazu gehören technische Einschränkungen für automatisierte Abfragen.

Wir bitten Sie um Einhaltung folgender Richtlinien:

- + *Nutzung der Dateien zu nichtkommerziellen Zwecken* Wir haben Google Buchsuche für Endanwender konzipiert und möchten, dass Sie diese Dateien nur für persönliche, nichtkommerzielle Zwecke verwenden.
- + *Keine automatisierten Abfragen* Senden Sie keine automatisierten Abfragen irgendwelcher Art an das Google-System. Wenn Sie Recherchen über maschinelle Übersetzung, optische Zeichenerkennung oder andere Bereiche durchführen, in denen der Zugang zu Text in großen Mengen nützlich ist, wenden Sie sich bitte an uns. Wir fördern die Nutzung des öffentlich zugänglichen Materials für diese Zwecke und können Ihnen unter Umständen helfen.
- + *Beibehaltung von Google-Markenelementen* Das "Wasserzeichen" von Google, das Sie in jeder Datei finden, ist wichtig zur Information über dieses Projekt und hilft den Anwendern weiteres Material über Google Buchsuche zu finden. Bitte entfernen Sie das Wasserzeichen nicht.
- + *Bewegen Sie sich innerhalb der Legalität* Unabhängig von Ihrem Verwendungszweck müssen Sie sich Ihrer Verantwortung bewusst sein, sicherzustellen, dass Ihre Nutzung legal ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass ein Buch, das nach unserem Dafürhalten für Nutzer in den USA öffentlich zugänglich ist, auch für Nutzer in anderen Ländern öffentlich zugänglich ist. Ob ein Buch noch dem Urheberrecht unterliegt, ist von Land zu Land verschieden. Wir können keine Beratung leisten, ob eine bestimmte Nutzung eines bestimmten Buches gesetzlich zulässig ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass das Erscheinen eines Buchs in Google Buchsuche bedeutet, dass es in jeder Form und überall auf der Welt verwendet werden kann. Eine Urheberrechtsverletzung kann schwerwiegende Folgen haben.

Über Google Buchsuche

Das Ziel von Google besteht darin, die weltweiten Informationen zu organisieren und allgemein nutzbar und zugänglich zu machen. Google Buchsuche hilft Lesern dabei, die Bücher dieser Welt zu entdecken, und unterstützt Autoren und Verleger dabei, neue Zielgruppen zu erreichen. Den gesamten Buchtext können Sie im Internet unter <http://books.google.com> durchsuchen.

HANDBUCH DER ARCHITEKTUR.

Unter Mitwirkung von Fachgenossen

herausgegeben von

Oberbaurath Professor Josef Durm

in Karlsruhe,

Baurath Professor Hermann Ende

in Berlin,

und

Professor Dr. Eduard Schmitt

in Darmstadt

Professor Heinrich Wagner

in Darmstadt.

Dritter Theil:

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

1. Band:

Constructions-Elemente

in

Stein, Holz und Eisen.

Fundamente.



J. PH. DIEHL'S VERLAG IN DARMSTADT.

ARNOLD BERGSTRÄSSER.

1886.

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

DES
HANDBUCHES DER ARCHITEKTUR
DRITTER THEIL.

1. B a n d:

Constructions-Elemente in Stein.

Von **Erwin Marx**,
Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

Constructions-Elemente in Holz.

Von **Dr. Friedrich Heinzerling**,
Königl. Baurath und Professor an der technischen Hochschule zu Aachen.

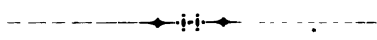
Constructions-Elemente in Eisen.

Von **G. Barkhausen**,
Professor an der technischen Hochschule zu Hannover.

Fundamente.

Von **Dr. Eduard Schmitt**,
Professor an der technischen Hochschule zu Darmstadt.

Mit 747 in den Text eingedruckten Abbildungen, so wie 1 in den Text eingelebten Tafel.



C'
DARMSTADT 1886.
J. P. H. DIEHL'S VERLAG.
ARNOLD BERGSTRÄSSER.

~~II, 1250~~

FA1558.1.



Summer fund.

Das Recht der Uebersetzung in fremde Sprachen bleibt vorbehalten.

Zink-Hochätzungen aus der photo-chemigr.-art. Anstalt von C. ANGERER & GÖSCHL in Wien.

Die lithographirte Tafel aus der lithogr.-art. Anstalt von FERDINAND WIRTZ in Darmstadt.

Druck von GEBRÜDER KRÖNER in Stuttgart.

Vom

Handbuch der Architektur

ist bis jetzt erschienen:

I. Theil. Allgemeine Hochbaukunde.

1. Band, erste Hälfte: Einleitung. (Theoretische und historische Uebersicht.) Von Director Dr. *A. Effenwein* in Nürnberg. — Die Technik der wichtigeren Baustoffe. Von Hofrath Professor Dr. *W. F. Exner* in Wien, Professor *H. Hauen-schild* in Aarau und Adjunct *G. Lauböck* in Wien. (Preis: 8 Mark.)
1. Band, zweite Hälfte: Die Statik der Hochbau-Constructions. Von Professor *Th. Landsberg* in Darmstadt. (Preis: 10 Mark.)

II. Theil. Historische und technische Entwicklung der Baufälle.

1. Band: Die Baukunst der Griechen. Von Oberbaurath Professor *J. Durm* in Karlsruhe. (Preis: 16 Mark.)
2. Band: Die Baukunst der Etrusker und der Römer. Von Oberbaurath Professor *J. Durm* in Karlsruhe. (Preis: 20 Mark.)

III. Theil. Hochbau-Constructions.

1. Band: Constructions-Elemente in Stein, Holz und Eisen. Von Professor *G. Barkhausen* in Hannover, Baurath Professor Dr. *F. Heinzerling* in Aachen und Professor *E. Marx* in Darmstadt. — Fundamente. Von Professor Dr. *E. Schmitt* in Darmstadt. (Preis: 15 Mark.)
4. Band: Künstliche Beleuchtung der Räume. Von Professor *Hermann Fischer* in Hannover. — Heizung und Lüftung der Räume. Von Professor *Hermann Fischer* in Hannover. — Wasserversorgung der Gebäude. Von Baurath *B. Salbach* in Dresden. (Preis: 16 Mark.)
5. Band: Koch-, Spül-, Wasch- und Bade-Einrichtungen. Von Civilingenieur *Damcke* in Berlin, Professor *Marx* in Darmstadt und Professor Dr. *Schmitt* in Darmstadt. — Entwässerung und Reinigung der Gebäude; Ableitung des Haus-, Dach- und Hofwassers; Aborte und Pissoirs; Entfernung der Fäcalstoffe aus den Gebäuden. Von Baumeister *Knauff* in Berlin, Baurath *Salbach* in Dresden und Professor Dr. *Schmitt* in Darmstadt. (Preis: 18 Mark.)
6. Band: Sicherungen gegen Einbruch. Von Professor *E. Marx* in Darmstadt. — Anlagen zur Erzielung einer guten Akustik. Von Baurath *A. Orth* in Berlin. — Glockenstühle. Von Geh. Finanzrath *Köpcke* in Dresden. — Sicherungen gegen Feuer, Blitzschlag, Bodensenkungen und Erdererschütterungen. Von Bauinspector *E. Spillner* in Aachen. — Terrassen und Perrons, Freitreppen und Rampen-Anlagen, Vordächer. Von Professor *F. Ewerbeck* in Aachen. — Stützmauern, Behandlung der Trottoire und Hofflächen, Eisbehälter. Von Bauinspector *E. Spillner* in Aachen. (Preis: 10 Mark.)

IV. Theil.. Entwerfen, Anlage und Einrichtung der Gebäude.

1. Halbband: **Die architektonische Composition:**

Allgemeine Grundzüge. Von Professor *H. Wagner* in Darmstadt. — Die Proportionen in der Architektur. Von Professor *A. Thiersch* in München. — Die Anlage des Gebäudes. Von Professor *H. Wagner* in Darmstadt. — Die Gestaltung der äusseren und inneren Architektur. Von Professor *J. Buhlmann* in München. — Vorräume, Treppen-, Hof- und Saal-Anlagen. Von Professor *L. Bohnstedt* in Gotha und Professor *H. Wagner* in Darmstadt. (Preis: 16 Mark.)

3. Halbband: **Gebäude für landwirthschaftliche und Approvisionirungs-Zwecke:**

Landwirthschaftliche Gebäude und verwandte Anlagen (Ställe für Arbeits-, Zucht- und Luxusperde, Wagen-Remisen; Gestüte und Marfall-Gebäude; Rindvieh-, Schaf-, Schweine- und Federviehställe; Feimen, offene Getreideschuppen und Scheunen; Magazine, Vorraths- und Handelspeicher für Getreide; grössere landwirthschaftliche Complexe). Von Baurath *F. Engel* in Berlin und Professor Dr. *E. Schmitt* in Darmstadt.

Gebäude für Approvisionirungs-Zwecke (Schlachthöfe und Viehmärkte; Markthallen und Marktplätze; Brauereien, Mälzereien und Brennereien). Von Professor *A. Geul* in München, Stadt-Baurath *G. Osthoff* in Plauen i. V. und Professor Dr. *E. Schmitt* in Darmstadt. (Preis: 23 Mark.)

4. Halbband: **Gebäude für Erholungs-, Beherbergungs- und Vereinszwecke:**

Schank- und Speise-Locale, Kaffeehäuser und Restaurants. Von Professor *H. Wagner* in Darmstadt. — Volksküchen und Speise-Anstalten für Arbeiter; Volks-Kaffeehäuser. Von Professor Dr. *E. Schmitt* in Darmstadt.

Oeffentliche Vergnügungs-Locale. Von Professor *H. Wagner* in Darmstadt. — Festhallen. Von Oberbaurath Professor *J. Durm* in Karlsruhe.

Hotels. Von Architect *H. von der Hude* in Berlin. — Gasthöfe niederen Ranges, Schlafhäuser und Herbergen. Von Professor Dr. *E. Schmitt* in Darmstadt.

Baulichkeiten für Cur- und Badeorte (Cur- und Conversationshäuser; Trinkhallen, Wandelbahnen und Colonnaden). Von Architect *J. Mylius* in Frankfurt a. M. und Professor *H. Wagner* in Darmstadt.

Gebäude für Gesellschaften und Vereine (Gebäude für gefellige Vereine, Clubhäuser und Freimaurer-Logen; Gebäude für gewerbliche und sonstige gemeinnützigen Vereine; Gebäude für gelehrte Gesellschaften, wissenschaftliche und Kunstvereine). Von Professor Dr. *E. Schmitt* und Professor *H. Wagner* in Darmstadt.

Baulichkeiten für den Sport (Reit- und Rennbahnen; Schiessstätten und Schützenhäuser; Kegelbahnen; Eis- und Rollschlittschuhbahnen etc.). Von Architect *J. Lieblein* in Frankfurt a. M., Professor *R. Reinhardt* in Stuttgart und Professor *H. Wagner* in Darmstadt.

Sonstige Baulichkeiten für Vergnügen und Erholung (Panoramen; Orchester-Pavillons; Stübadien und Exedren, Pergolen und Veranden; Gartenhäuser, Kioske und Pavillons). Von Oberbaurath Professor *Durm* in Karlsruhe, Architect *J. Lieblein* in Frankfurt a. M. und Professor *H. Wagner* in Darmstadt. (Preis: 23 Mark.)

J. Ph. Diehl's Verlag in Darmstadt.

ARNOLD BERGSTRÄSSER.

Handbuch der Architektur.

III. Theil.

Hochbau-Constructionen.

I. Band.

INHALTS-VERZEICHNISS.

	Seite
Vorwort	1
Literatur: Gesamttwerke über »Hochbau-Constructionen«	3
Grundsätze für die Construction	4

Erste Abtheilung: Constructions-Elemente.

I. Abschnitt: Constructions-Elemente in Stein.

1. Kap. Stein-Constructionen im Allgemeinen	6
2. Kap. Steinverband	18
a) Steinverbände für Mauerwerke aus Backsteinen	19
1) Arten des Backsteinverbandes	22
2) Zusammenstoß von Mauern unter rechtem Winkel	32
3) Zusammenstoß von Mauern unter schieferm Winkel	36
4) Beliebige Mauerkörper mit rechtwinkligen Ecken und Winkeln	42
5) Mauerkörper mit rechtwinkligen Hohlräumen	48
6) Mauerkörper mit schiefen Ecken und Winkeln	53
7) Runde Mauerkörper	55
8) Bogenverband	58
b) Quaderverbände	60
c) Verbände für Mauern aus Bruchsteinen und Feldsteinen	63
d) Verbände für Mauern aus gemischtem Mauerwerk	65

	Seite
3. Kap. Steinverbindung	70
a) Verbindung der Steine durch Bindemittel	70
b) Verbindung der Steine durch befondere Formung der Fugenflächen	77
c) Verbindung der Steine durch befondere Hilfsstücke	82
Literatur: Bücher über »Constructions-Elemente in Stein« und »Mauerwerkskunde«,	
so wie über »Steinhauerarbeit« und »Steinschnitt«	89

2. Abschnitt:

Constructions-Elemente in Holz.

1. Kap. Holzverbände	91
a) Befestigungsmittel	94
1) Befestigungsmittel aus Holz	94
2) Befestigungsmittel aus Eisen	95
b) Holzverbände	97
1) Verlängerung der Verbandstücke (Balken)	97
2) Verbreiterung der Verbandstücke (Bretter und Bohlen)	98
3) Verstärkung der Verbandstücke (Balken)	99
4) Winkelverband von Balken, Brettern und Bohlen in einer Ebene	101
5) Winkelverband in zwei oder mehr parallelen Ebenen	104
2. Kap. Freistützen und Pfähle	105
a) Freistützen	105
b) Pfähle	107
c) Spundbohlen	109
3. Kap. Balkenverstärkungen	110
a) Verzahnte und verdübelte Balken	111
b) Geschlitzte und gespreizte Balken	113
c) Gitterträger	114
d) Armierte Balken	117
1) Hängewerkbalken	117
2) Sprengwerkbalken	118
4. Kap. Balkenverbände	119
a) Winkelbänder	119
b) Sprengwerke	120
c) Hängewerke	123
d) Hänge-Sprengwerke	126
5. Kap. Bohlen- und Bretterverbände	127
a) Verbände in einer Ebene	127
1) Verbreiterungen	127
2) Winkelverbände	128
b) Verbände in zwei parallelen Ebenen	129
c) Verbände in zwei zu einander geneigten Ebenen	130
Literatur: Bücher über »Constructions-Elemente in Holz«, so wie über »Zimmerwerks-	
kunde« und »Rauschreiner«	131

3. Abschnitt:

Constructions-Elemente in Eisen.

1. Kap. Verbindung von Eifentheilen	133
a) Niete und Nietverbindungen	133
1) Niete und Nietlöcher	133
2) Anordnung der Vernietungen	137
3) Berechnung der Vernietungen	141
4) Nietverbindungen	146
b) Schrauben und Schraubenverbindungen	151
Witworth's Scala der eingängigen scharfen Schrauben	
	153
c) Bolzenverbindungen	155
d) Keile und Splinte, Keil- und Splintverbindungen	158

	Seite
2. Kap. Verlängerung von Eisentheilen	161
a) Verlängerung von Flacheisen und Rundeisen	162
b) Verlängerung von Profileisen und Eisentheilen zusammengesetzten Querschnittes	163
3. Kap. Eckverbindung, Endverbindung und Kreuzung von Eisentheilen	167
a) Eck- (L-) Verbindungen	167
b) End- (T-) Verbindungen	169
c) Kreuzungen (+-Verbindungen)	173
4. Kap. Ketten und Drahtseile	176
a) Ketten	176
b) Drahtseile	177
5. Kap. Anker	179
6. Kap. Freistützen	184
a) Freistützen in Gusseisen	184
b) Freistützen in Schmiedeeisen	190
c) Kopf der Freistützen	195
d) Fuß der Freistützen	196
1) Druckplatten	197
2) Ankerplatten	200
7. Kap. Träger	202
a) Gusseiserne Träger	203
b) Schmiedeeiserne Träger	204
1) Träger aus Eisenbahnschienen	204
2) Träger aus Walzeisen	206
3) Blechträger	209
4) Gitterträger	213
c) Auflager der Träger	216
d) Zwei Beispiele	217
Literatur: Bücher über »Eisen-Constructions im Allgemeinen« und »Constructions- Elemente in Eisen«, so wie über »Bauschlofferie« und »Schmiedewerkskunde«	226

Zweite Abtheilung:

Fundamente.

I. Abschnitt:

Fundament und Baugrund.

Vorbemerkungen	231
Literatur über »Fundamente im Allgemeinen«	231
1. Kap. Baugrund	232
a) Beschaffenheit des Baugrundes	232
b) Untersuchung des Baugrundes	235
c) Verbesserung schlechten Baugrundes	241
2. Kap. Constructions-Bedingungen	245
a) Lage; Form und GröÙe der Fundament-Basis	245
b) Sicherheit gegen Einsinken	247
c) Sicherheit gegen seitliches Verschieben	253
d) Sicherheit gegen äußere Einflüsse	255
e) Fundirungs-Tiefe	258
f) Gründungsmethoden	259

2. Abschnitt:

Aufgebaute Fundamente.

Uebersicht	263
1. Kap. Baugrube	264
a) Baugrube im Trockenem	264
1) Baugruben ohne Zimmerung	265

	Seite
2) Baugruben mit Zimmerung	266
3) Ausfachung und Trockenlegung	269
b) Baugrube am und im Wasser	271
2. Kap. Gemauerte Fundamente	273
a) Voll gemauerte Fundamente	273
b) Pfeiler-Fundamente	277
1) Pfeiler-Fundamente für durchgehendes Tagmauerwerk	277
2) Fundamente für einzelne Pfeiler	281
c) Fundamente aus Trockenmauerwerk, Steinpackungen und Steinschüttungen	284
Literatur über »Gemauerte Fundamente«	285
3. Kap. Fundamente aus Beton- und Sandschüttungen	285
a) Beton-Fundamente	285
b) Fundamente aus Sandschüttungen	294
Literatur über »Fundamente aus Beton- und Sandschüttungen«	297
4. Kap. Schwellrost-Fundamente	298
a) Einfachere Rost-Constructionen	298
b) Schwellroste	299
3. Abschnitt:	
Verfenkte Fundamente.	
Gründung auf eisernen Pfählen	305
1. Kap. Pfahlrost-Fundamente	305
a) Rostpfähle	306
b) Rostdecke	310
Literatur über »Pfahl-Gründungen«	318
2. Kap. Senkbrunnen-Gründung	318
a) Anordnung und Construction der Senkbrunnen	319
b) Ausführung der Brunnenpfeiler	325
Literatur über »Senkbrunnen-Gründungen«	330
3. Kap. Senkröhren-Gründung	331
a) Hölzerne Senkkasten	331
b) Eiserne Senkröhren	335
Literatur über »Senkröhren-Gründungen«	338
Berichtigungen	338

✓ Tafel bei S. 310:

Gründung der neuen *Morgue* in Paris. (Südliche Hälfte.)

Handbuch der Architektur.

III. Theil.

Hochbau-Constructionen.

... architecture is nothing more or less than the art of ornamental and ornamented construction.

FERGUSSON, J. *A history of architecture in all countries.*
London 1865. Band 1, S. 9.

... Dahingegen beruhet die Kenntniß dessen, was dazu gehört, um die Gebäude dauerhaft aufzuführen, auf Grundsätzen der Statik, verbunden mit vielen Erfahrungen. Nach selbigen muß der Baumeister die verlangte Einrichtung der Gebäude zu entwerfen und die Dauerhaftigkeit damit zu verbinden wissen. Nach diesen Grundsätzen wird bestimmt, was ohne Gefahr möglich ist, oder was nicht erfüllt werden kann, ohne der Haupteigenschaft des Gebäudes, nämlich der Dauerhaftigkeit zu nahe zu treten.

GILLY, D. *Handbuch der Land-Bau-Kunst etc.* Erster Theil.
Berlin 1797. S. 1.

In den beiden vorhergehenden Theilen unseres »Handbuches der Architektur« wurden in erster Reihe die Stoffe, aus denen unsere Bauwerke hergestellt werden, vorgeführt, alsdann die statischen Bedingungen und Grundsätze, denen das ganze Bauwerk so wie seine einzelnen Theile unterworfen sind, erläutert; endlich haben die Kunstformen, welche der Baustoff unter Berücksichtigung seiner specifischen Eigenschaften und seiner Stabilitätsbedingungen in den einzelnen Bautheilen, so wie in den Profan- und Monumentalbauten während der bedeutenderen, uns bekannten Cultur-Epochen erhalten hat, eine eingehende Behandlung erfahren. Nunmehr gelangen wir dazu, die einzelnen Theile eines Bauwerkes an und für sich, so wie auch in ihrer Zusammenfügung zum Bauwerke selbst vom constructiven Standpunkte aus zu betrachten.

Damit ein Bautheil dem beabsichtigten Zwecke in thunlichst vollkommener Weise entspreche, muß er eine bestimmte Gestalt und eine bestimmte Einrichtung erhalten. Damit das ganze Bauwerk diejenigen Bedingungen erfülle, denen es sein Entstehen verdankt, damit dessen Benutzung in möglichst weit gehender, einfacher und bequemer Weise geschehen könne, müssen die einzelnen Bautheile in rationeller und zweckmäßiger Weise an einander gefügt werden. Den Haupttheil dieser Aufgaben hat die richtige Construction zu erfüllen, und das wesentlichste Ziel des III. Theiles unseres »Handbuches« ist hiermit gekennzeichnet.

Bereits in der allgemeinen Einleitung zum vorliegenden Werke¹⁾ wurde die Stellung und Bedeutung der Constructionslehre im Gesamtgebiete der Architektur charakterisirt; auch wurde an jener Stelle die Loslösung des Ingenieurwesens vom Hochbauwesen erklärt und gedeutet. Gerade auf dem Gebiete der Construction sind die Berührungspunkte zwischen Architekt und Ingenieur die innigsten und zahlreichsten. Große Decken-, Dach- und Hallen-Constructions werden bald vom Architekten, bald vom Ingenieur entworfen, und bei noch manchen anderen Projecten und Ausführungen des Hochbauwesens wird die Mitwirkung des Ingenieurs angestrebt. Dieser Zusammenhang des gesammten baulichen Schaffens hat auch im »Handbuch der Architektur« durch die Vereinigung dreier Architekten mit einem Ingenieur als Herausgebern Ausdruck erfahren.

Bei der Gruppierung des in der Constructionslehre zu bewältigenden Stoffes mußten wir wesentlich neue, von den seither üblichen abweichende Bahnen einschlagen. Wir stimmen allerdings mit Anderen darin überein, »dafs der gesammte Stoff eine streng

¹⁾ Siehe: Theil I, Band 1, S. 10 u. 11.

andlung erforderlich; allein wir vermögen in der obsoleten Trennung der Constructionen nach dem Material (Stein, Holz und Eisen) eine solche andlung nicht zu erblicken. Es will uns nicht als organischer Aufbau, großen Materie erscheinen, wenn so wichtige Bauteile, wie Wände, Fenster, Thüren, Treppen etc., welche doch immer einem bestimmten Zweck zu dienen haben, an zwei, drei und noch mehreren, von trennten Stellen eines Buches besprochen werden, und zwar nur deshalb, in dem einen Falle ein anderer ist, wie im zweiten — ganz abgesehen von den Themata (wie z. B. die Fundamente etc.) sich nur ganz künstlich in eins einzwängen lassen — oder, weil dies ungeachtet alles Zwängens nicht möglich Constructionen in einen besonderen Abschnitt, der außerhalb des Systems liegt, verschoben werden müssen.

Weise konnten wir uns auch nicht zu der gleichfalls hie und da bezüglich der Hochbau-Constructionen nach den verschiedenen Gewerken entscheiden, wenn wir keinen Werth darauf legen wollten, daß in den verschiedenen Anordnung der einzelnen Baugewerke von einander eine keineswegs gleiche auch dieses »System« als ein wenig glückliches; denn es führt eben so zu Zerstückelungen eng verwandter Materien, wie das erstgedachte. Weil dem einen Gebäude vom Zimmermann, in dem anderen vom Steinhauer, einem dritten vom Schlosser oder gar von einer Maschinenbauanstalt aus, die Besprechung dieses Gebäudetheiles, der in seinem charakteristischen Charakter dieselbe ist, vollständig zerrissen und an drei oder gar vier Stellen des

und von dem seitherigen Verfahren, glaubten wir als den bei der Gruppierung gebenden Factor »die Construction als solche« erachten zu sollen. Deshalb mit der Betrachtung der einfachsten Constructionen, welche bei allen steinernen, hölzernen und eisernen Gebäudetheilen vorzukommen können, damit eine Grundlage für die complicirteren Anlagen und vermeiden können. Hierauf folgt, als gleichfalls allgemeiner Natur und bei keinem, die Beschreibung der Fundamente, der sich alsdann die Besprechung der an anschließt, welche die durch Errichtung des Gebäudes zu schaffenden Seiten, nach oben, bezw. unten begrenzen oder umschließen. Indessen lassen Räume nur in den aller seltensten Fällen benutzbar; damit die verschiedenartigen Zwecke dienen können, müssen den raumbegrenzenden Contingenzen fog. Rohbau Anlagen und Einrichtungen hinzugefügt werden, die wir als inneren Ausbau bezeichnet. Außerselbst mannigfaltig sind die übrigen Constructionen, je nach der Bestimmung des Gebäudes, je nach der Bequemlichkeit, Salubrität und Zierlichkeit.

Abtheilung schließt die Reihe jener Constructionen, die fast bei jedem Gebäude vorkommen, und es erübrigt noch die Betrachtung jener Anlagen, die nur ganz eigenthümlich sind, die bald zur Raumumschließung dienen, bald einen neuen Ausbaues bilden. So ergab sich die Scheidung der Lehre von den Constructionen in die fünf Abtheilungen:

Constructionen-Elemente.

Fundamente.

Raumbegrenzende Constructionen.

Constructionen des inneren Ausbaues.

Verschiedene bauliche Anlagen.

Die Baulehre erscheint als eine so umfassende und dabei so wichtige Lehre, die von Anderen angenommen wird, nicht nebenbei behandelt werden darf, deshalb die Lehre von den Bauformen von der Lehre von den Bau-

Constructions getrennt, erstere indess vorausgeschickt worden. Dessen ungeachtet erschien es unthunlich, die formale Gestaltung der einzelnen Bautheile und Bauglieder aus der Bau-Constructionslehre ganz fortzulassen. Uebrig doch Baustoff und Construction einen so wesentlichen Einfluss auf die Art und Behandlung der Kunstform eines Bauobjectes und seiner einzelnen Glieder aus; haben sich doch gerade aus jenen beiden Elementen so charakteristische Formenbehandlungen entwickelt, dass es geradezu als eine Lücke empfunden werden müsste, wenn an den betreffenden Stellen dieses »Handbuches« der structiven Gestaltung nicht auch einige kennzeichnenden Worte über formale Ausbildung beigelegt würden.

Den gedachten fünf Abtheilungen der Lehre von den Hochbau-Constructionen, welche 6 Bände umfassen wird, soll sich noch ein Anhang anschließen, worin die Ausführung behandelt werden wird. In einem das Gesamtgebiet der Architektur umfassenden Werke darf dieser Gegenstand nicht fehlen. Wir haben dem betreffenden Schlussbände auch die Betrachtung der bei der Ausführung von Hochbauten erforderlichen maschinellen Anlagen einverleibt, und wir möchten an dieser Stelle ein für allemal in Betreff solcher mechanischen Einrichtungen auf den fraglichen Anhang verwiesen haben.

Literatur.

Gesamttwerke über »Hochbau-Constructionen«.

- GILLY, D. Handbuch der Land-Bau-Kunst etc. 1. u. 2. Band. Braunschweig 1797—98. (6. Aufl. von F. TRIEST 1831—36.) — 3. Band (in 2 Abth.) von D. G. FRIDERICI. Leipzig u. Halle 1811. (Neue Ausgabe 1836.)
- RONDELET, J. *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*. Paris 1802—17. (11. Aufl. 1854.) — Deutsch von C. H. DISTELBARTH u. J. HESS. Leipzig und Darmstadt 1833—36.
- BORGNIS, J. A. *Traité élémentaire de construction appliqué à l'architecture civile*. Paris 1823.
- BRUYÈRE, L. *Études relatives à l'art des constructions*. Paris 1822—29.
- DOULIOT, J. P. *Cours élémentaire, théorique et pratique de construction*. Paris 1826—28. (2. Aufl. von CLAUDEL. 1862.)
- WEISS v. SCHLEUSSENBERG, F. Lehrbuch der Baukunst etc. Wien 1830. (Neue Aufl. 1861.)
- BREYMANN, G. A. Allgemeine Bau-Constructions-Lehre, mit besonderer Beziehung auf das Hoch-Bauwesen. Stuttgart.
1. Theil: Constructionen in Stein. 1849. (5. Aufl. von H. LANG. 1880.)
 2. Theil: Constructionen in Holz. 1851. (5. Aufl. von H. LANG. 1884.)
 3. Theil: Constructionen in Metall (Eisen-Constructionen). 1854. (4. Aufl. von H. LANG. 1877.)
 4. Theil: Schluss des Werkes. Fortgesetzt und beendet von H. LANG. 1863. (2. Aufl.: Verschiedene Constructionen. Von A. SCHOLZ. 1881.)
- LINKE, G. Vorträge über Bauconstructionslehre am Kgl. Gewerbe-Institute und an der Kgl. allgemeinen Baufschule. Berlin 1850.
- RINGHOFFER, E. Lehre vom Hochbau. Brünn 1862. (2. Aufl. 1878.)
- SCHEFFERS, A. Handbuch des bürgerlichen und ländlichen Hochbauwesens. Mit besonderer Berücksichtigung der Bau-Constructionslehre. Leipzig 1865.
- ASHPITEL, A. *Treatise on architecture; including the arts of construction, building, stone-masonry, arch, carpentry, roof, joinery, carpentry, and strength of materials*. Edinburg 1867.
- RAMÉE, D. *L'architecture et la construction pratiques etc.* Paris 1868. — Deutsch von E. O. TAFEL. Stuttgart 1870.
- MIGNARD, B. R. *Le guide des constructeurs ou traité complet des connaissances théoriques et pratiques relatives aux constructions*. Paris 1870. (5. Aufl. von BUISSET et DENFER. 1880.)
- TARN, E. W. *The science of building etc.* London 1870. (2. Aufl. 1884.)
- DAVIDSON, E. A. *The elements of building construction and architectural drawing*. London 1869.
- UHLAND's technische Bibliothek. 8. Bd.: Die Bauconstructionslehre. Von O. HUCK. Leipzig 1870.
- WANDERLEY, G. Handbuch der Bau-Constructionslehre. 2 Bände. Halle 1872—73. (2. Aufl. in 3 Bänden: 1877—78.)

- BURN, R. S. *Building construction*. London 1873—76.
 VOS, N. DE. *Cours de construction donné de 1864 à 1874 à la section du génie de l'école d'application de Belgique*. Paris 1880.
 SCHMIDT, O. Handbuch, enthaltend einen Abriss des Hochbaues mit besonderer Berücksichtigung der Feuerungs-Anlagen. Leipzig. 1880.
 GOTTFREY, R. Lehrbuch der Hochbau-Constructionen. Berlin. Erscheint seit 1880.
 LANGE, W. Katechismus der Baukonstruktionslehre. Leipzig 1881.
 MICHEL, J. Theoretisch-praktisches Compendium des Hochbaues. Wien 1881.
 GUGITZ, G. Neue und neueste Wiener Bauconstructionen aus dem Gebiete der Maurer-, Steinmetz-, Zimmermanns-, Tischler-, Schlosser-, Spengler- u. f. w. Arbeiten. Wien 1881.
 ENGEL, F. Die Bauausführung. Berlin 1881. (2. Ausg. 1885.)
 REDTENBACHER, R. Die Architektonik der modernen Baukunst. Berlin 1883.

Grundsätze für die Construction.

Jedes Bauwerk, so wie jeder Bestandtheil desselben müssen, wenn sie richtig construirt sein sollen, gewissen Grundsätzen entsprechen, welche sich in folgenden Punkten zusammenfassen lassen.

I.

1.
Zweck-
mäßigkeit.

Die Construction muß dem beabsichtigten Zwecke in thunlichst vollkommener Weise entsprechen.

Zu einer zweckmäßigen Construction gehört vor Allem, daß der betreffende Bautheil, bezw. das Bauwerk die seiner Bestimmung angemessenen Dimensionen habe, so wie daß seine Benutzung in möglichst vollkommener, dabei aber auch in genügend einfacher und bequemer Weise geschehen könne.

Damit ein Bautheil zweckmäßig construirt sei, ist aber auch erforderlich, daß er sich genügend leicht und einfach herstellen lasse.

2.

2.
Festigkeit.

Die Construction muß genügend fest sein, d. h. die einzelnen Theile eines Bauwerkes an und für sich, so wie auch in ihrer Zusammenfügung zu einem Ganzen müssen für die größten vorkommenden Beanspruchungen die erforderliche Sicherheit gegen Einstürzen aufweisen.

Damit ein Bauwerk die gewünschte Stabilität besitze, muß es allen statischen Anforderungen Genüge leisten, dabei aber einen möglichst geringen Materialaufwand erheischen. Bei den statischen Ermittlungen werden in erster Reihe die verticalen Belastungen in Rechnung zu ziehen sein; doch sind auch seitliche Beanspruchungen, durch Erddruck etc., insbesondere aber durch Wind in geeigneter Weise in Rechnung zu ziehen.

Hat das Bauwerk nicht bloß ruhende, sondern auch bewegte Lasten aufzunehmen, so kommt noch die weitere Bedingung hinzu, daß beim Einwirken solcher Kräfte das Bauwerk thunlichst geringe Schwankungen zeige.

Ist ein Bauwerk im oder am Wasser zu errichten, so muß die Bedingung der genügenden Festigkeit auch in dem Sinne erfüllt sein, daß dem nachtheiligen Einfluß des Wassers, insbesondere des fließenden und des wellenschlagenden, von vornherein begegnet sei.

3.

Die Construction des Bauwerkes, bezw. seiner einzelnen Theile muß so gewählt sein, daß eine genügende Dauer derselben gesichert ist.

3.
Dauer-
haftigkeit.

Die Ansprüche in Bezug auf Dauerhaftigkeit sind sehr verschieden. Sie sind am geringsten bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Eintagsbauten), am größten dagegen bei Objecten, denen ein monumentaler Charakter zu verleihen ist.

Hiernach wird in erster Reihe der Baustoff zu wählen sein; hiernach sind aber auch jene Vorkehrungen zu treffen und einzurichten, die einerseits zum dauernden Schutze gegen den Einfluß der Atmosphären, des Wassers etc. nothwendig sind, andererseits diejenigen, welche der durch die Benutzung des Gebäudes bedingten allmählichen Zerstörung entsprechenden Widerstand entgegenzusetzen.

4.

Die Construction muß den Anforderungen in Bezug auf die Gesundheit der Menschen und Thiere, die darin wohnen oder aus anderweitigem Grunde einen längeren oder kürzeren Aufenthalt darin nehmen, entsprechen.

4.
Sanitäre
Anforderungen.

Wichtig und zugleich äußerst mannigfaltig sind die sanitären oder hygienischen Ansprüche, die an viele unserer Hochbauten gestellt werden; mit Recht wird der sogenannten Gesundheitstechnik oder Bauhygiene in neuerer Zeit erhöhte Aufmerksamkeit zugewendet. England, zum Theile auch Nordamerika, sind uns Deutschen hierin vorangegangen, und selbst heute noch stehen manche gesundheitstechnische Anlagen jener beiden Länder unübertroffen da.

Wenn auch bei keinem Theile eines Bauwerkes die sanitären Bedingungen außer Acht gelassen werden sollen, so giebt es doch unter den im Folgenden vorzuführenden Constructionen eine besondere Gruppe, die in eminentester Weise zu den sog. gesundheitstechnischen Anlagen gehören; es sind dies die »Anlagen zur Verforgung der Gebäude mit Licht und Luft, Wärme und Wasser« (siehe Band 4), so wie die »Entwässerungs- und Reinigungs-Anlagen« (siehe Band 5).

5.

Die Construction muß die Anforderungen der Feuerficherheit in ausreichender Weise berücksichtigen.

5.
Feuer-
ficherheit.

Diese Anforderungen sind am weit gehendsten bei solchen Gebäuden, die von außen, in Folge ihrer Umgebung etc., der Feuergefahr leicht ausgesetzt sind; ferner bei solchen, in denen große Mengen feuergefährlicher Stoffe aufbewahrt und verarbeitet oder feuergefährliche Manipulationen etc. vorgenommen werden; endlich bei denjenigen, die zur Aufstellung und Aufbewahrung besonders kostbarer und werthvoller Objecte dienen²⁾.

6.

Die Construction muß den Ansprüchen in Bezug auf formale Durchbildung des betreffenden Bauthelles in ausreichender Weise Rechnung tragen.

6.
Aesthetische
Anforderungen.

Auch hierin sind die Anforderungen sehr mannigfaltig. Sie sind am geringsten bei einfachen Nützlichkeitsbauten, bei denen die reine Constructions- oder Nutzform zur Anschauung gebracht wird. Die weit gehendste Rücksicht dagegen wird auf die

²⁾ Siehe auch das Kapitel über »Sicherung gegen Feuer« im Schlußbande (6) dieses Theiles.

architektonische Formgebung zu nehmen sein bei Bauwerken, die rein ideellen Zwecken zu dienen haben, bei monumentalen Gebäuden und Denkmälern.

Gerade der hier in Rede stehende Grundsatz mußte bestimmend sein, daß, wie schon in den einleitenden Vorbemerkungen (S. 2) gesagt worden ist, bei der Besprechung der »Hochbau-Constructionen« die formale Gestaltung nicht ganz unberücksichtigt bleiben konnte.

7.

7.
Oekonomie.

Die Construction soll eine ökonomische, die Herstellungs- und Unterhaltungskosten des betreffenden Bauteiles, bezw. Bauwerkes sollen thunlichst geringe sein.

Zweck und Dauer des Objectes einerseits, die verfügbaren Geldmittel andererseits werden in dieser Beziehung ausschlaggebend sein.

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

ERSTE ABTHEILUNG.

CONSTRUCTIONS-
ELEMENTE.

I. Abschnitt.

Constructions-Elemente in Stein.

Von ERWIN MARX.

I. Kapitel.

Stein-Constructions im Allgemeinen.

Die Hauptmasse der meisten Bauwerke besteht aus Steinen oder steinähnlichen Stoffen. Es gehören diese daher zu den allerwichtigsten Baumaterialien, und es werden dieselben überall da verwendet, wo es sich um Herstellung von möglichst dauerhaften, allen äusseren Einflüssen am längsten Widerstand leisten sollenden Bauten handelt. Von den Bauwerken der alten Völker sind uns fast nur aus Stein construirte erhalten geblieben; in keinem anderen Material lässt sich ein so hoher Grad von Monumentalität erzielen; die meisten Architektur-Systeme beruhen auf der Verwendung von Stein oder steinähnlichen Massen.

8.
Verschiedenheit
nach dem
Material.

Die Natur bietet nicht überall Felsarten, aus denen Bausteine gewonnen werden können; man war daher von den frühesten Zeiten an in vielen Gegenden darauf angewiesen, aus anderen, dem Mineralreich entnommenen Stoffen auf künstlichem Wege steinähnliche Massen zu erzeugen.

Es kann dies auf zweierlei Weise geschehen, entweder indem man geeignete Erden oder andere lose Massen zu regelmässigen Stücken formt, diese auf irgend eine Weise festigt und sie dann wie natürliche Steine zu Bauteilen zusammensetzt, oder indem man dieselben Stoffe unmittelbar zur Herstellung grösserer Baukörper durch Gießen oder Stampfen verwendet. Es mag sogar diese künstliche Erzeugung von steinähnlichen Massen dem Bauen mit den Felsen abgewonnenen Steinen der Zeit nach vorangegangen sein, da das letztere jedenfalls schwieriger ist, die Kenntniss besserer Werkzeuge voraussetzt und vielfach den Transport grösserer Einzellaften in sich schliesst.

Auf alle Fälle werden daher bei einer Besprechung der Stein-Constructions im Allgemeinen nicht blofs die Constructions aus einzelnen Stücken, sondern zugleich auch diejenigen Constructions Erwähnung finden müssen, bei welchen aus ursprünglich weichen Massen durch allmähliche Erhärtung steinähnliche Baukörper in grösserer Ausdehnung sich ergeben und die man gewöhnlich als Guss- und Stampfmauerwerke bezeichnet. Bei den Stein-Constructions sind also dem Material nach zu unterscheiden:

- a) Constructions aus natürlichen Steinen, und zwar aus solchen,
 - α) die nach einer bestimmten Form genau bearbeitet und von grösseren Dimensionen sind (Quader, Hausteine, Schnittsteine, Werksteine, Werkstücke),

- β) die regelmässig bearbeitet, aber von kleineren Dimensionen, wenig oder gar nicht bearbeitet sind (Bruchsteine);
- b) Constructionen aus künstlichen Steinen;
- c) Constructionen aus Guß- oder Stampfmassen, und
- d) gemischte Constructionen, bei denen die Constructionen unter a, b und c in den verschiedenen möglichen Combinationen zur Herstellung von einem und demselben Bautheil Verwendung finden.

9.
Einfluss
des Stein-
materials.

Will man zweckmässig bauen, so muß man die Eigenschaften des Baumaterials berücksichtigen. Es kommt hierbei namentlich der Widerstand gegen die möglichen Beanspruchungen in Betracht. Die Steine leisten gegen Druck einen bedeutenden Widerstand, während ihre Festigkeit gegen Zug und Biegung, so wie ihre Elasticität eine verhältnissmässig viel geringere ist. Es müssen demnach die Stein-Constructionen namentlich auf Verwerthung der Druckfestigkeit abzielen. Dadurch wird einerseits die Art ihrer Lagerung im Bau bedingt, andererseits ihre Verwendungsfähigkeit und Verbindungsweise beschränkt.

Die oftmals bedeutende Härte des Materials, die Sprödigkeit und die geringe Festigkeit desselben gegen Zug und Biegung gestatten nicht oder nur ausnahmsweise Verbindungsarten, wie sie für die Holz-Constructionen charakteristisch sind, als z. B. Zapfen, Verzahnungen etc. Die verhältnissmässige Kürze, in der die meisten Steinstücke nur erlangt werden können, eben so wie die geringe Elasticität und Biegefestigkeit erlauben es nicht, Steine zu Balken in der Ausdehnung, wie Holz und Eisen zu verwenden. Die Steinbalkendecken der Aegypter, Syrer und Griechen wird man für heutige Verhältnisse nicht mehr praktisch finden, obgleich andererseits ähnliche Verwendungsweisen, wie zur Herstellung von Treppen, horizontalen Ueberdeckung von Oeffnungen etc. gar nicht zu umgehen und unter Beobachtung der nöthigen Vorichtsmaassregeln auch zweckmässig sind.

Wenn in Folge dieser beschränkteren Verwendungsfähigkeit der Stein auch im Nachtheil gegen Holz und Eisen ist, so bietet doch die rationelle Ausnutzung der Druckfestigkeit in den Gewölben ein Mittel, Aehnliches wie mit jenen zu erreichen und sehr große Weiten mit Stein-Constructionen zu überspannen, die den Holz- und Eisen-Constructionen durch ihre größere Dauer, bedingt durch die größere Feuer- und Witterungsbeständigkeit, entschieden voranstehen.

Das größere Gewicht bei einer durch das Material bedingten gewissen Dicke geben von Haus aus den reinen Stein-Constructionen eine größere Stabilität, als den Constructionen von Holz, eben so denen gegenüber, die aus Eisen hergestellt werden, das zwar viel schwerer ist, aber seiner großen Festigkeit wegen in möglichst geringen Stärken verwendet werden muß. Es resultirt hieraus die im Allgemeinen weit größere Einfachheit der Constructionen von Stein gegenüber denen von Holz oder Eisen, deren Stabilität durch Einführung complicirterer Verbände und Verbindungen, wie sie die Natur dieser Materialien gestattet, erreicht werden muß. In der combinirten Ausnutzung der günstigsten Eigenschaften dieser drei Materialien beruht u. A. die Anwendung der Holz- und Eisen-Fachwerke, bei denen die Felder des aus Holz, bezw. Eisen hergestellten Gerippes mit Steinwerk ausgefüllt werden.

10.
Verwendung
der
Mörtel.

Eine Voraussetzung zu letzterer Verwendungsweise und überhaupt ein großer Vortheil für die Verwendbarkeit des Steinmaterials ist der Umstand, daß gewisse Substanzen, namentlich die Mörtel, zur Verfügung stehen, die in weit ausgedehnter Weise, als dies bei Holz und Eisen der Fall ist, eine Verkittung einzelner Steinstücke zu mehr oder weniger monolithen Massen gestatten und welche selbst mit der Zeit zu steinähnlichen Massen erhärten. Wenn nun auch die Festigkeit dieser Verbindungen der Steine durch die Mörtel oder andere hierher gehörige Bindemittel nicht in allen

Fällen sehr bedeutend ist, wenigstens für die Zeit kurz nach der Herstellung, so beruhen die Vortheile derselben doch nicht bloß in der Verkittung, sondern auch noch in Anderem, was in Kap. 3 (unter a) zu erörtern sein wird, und es ist in Folge dessen die Verwendung der Bindemittel bei allen modernen Stein-Constructionen eine so allgemeine und ausgedehnte, daß solche im Hochbau nur selten ganz ohne dieselben ausgeführt werden. In Beziehung auf die Verwendung der Mörtel bei Stein-Constructionen kann man dieselben daher eintheilen:

- a) in solche ohne Mörtel;
- b) in solche mit Mörtel, und
- c) in solche, die sehr viel Mörtel enthalten oder ganz aus Mörtel bestehen.

Die Constructionen unter a nennt man wohl Trockenmauerwerke, wenn Mauerkörper auf diese Weise hergestellt werden. Es sind hierher aber noch eine Anzahl anderer Constructionen (ein Theil der Steintreppen, Dachdeckungen) einzureihen.

Die Constructionen unter b bezeichnet man gewöhnlich als Mörtelmauerwerk, wohl auch schlechtweg nur als Mauerwerk, die unter c als Gufs- und Stampfwerk (hauptsächlich kommt hier der Beton in Betracht), wie in Art. 8 angeführt wurde.

Die beiden letzteren Constructionsweisen bieten namentlich die Mittel zur Begrenzung von Räumen und Stützung von Lasten. Die Hauptformen dieser Verwendungen sind Mauern und Pfeiler, so wie die Gewölbe.

11.
Anwendung.

Die mannigfaltigen Formen, in denen die Steine gewonnen, zugerichtet und künstlich hergestellt werden können, geben aber noch Veranlassung zu den verschiedensten anderweitigen Benutzungen derselben, namentlich zu Fußboden- und Deckenbildungen. Es sind hierbei anzuführen: Plattenbeläge, Pflasterungen, Mosaik etc.; Ueberdeckungen von Oeffnungen mit Steinbalken und von Balkenfächern mit Platten; die verschiedenen steinernen Dachdeckungen, Wandbehänge und Wandtäfelungen. Die Constructionen der Steintreppen nehmen, wie in räumlicher Beziehung, so auch in constructiver eine vermittelnde Stellung zwischen Fußboden- und Deckenbildungen ein.

Bei den Mauerwerken treten die Steine am massenhaftesten und selbständigsten auf; sie verdienen daher schon bei einer allgemeinen Besprechung der Stein-Constructionen besondere Berücksichtigung. Es lassen sich für sie bestimmte Regeln entwickeln, die zum Theile auch für andere Constructionen von Stein Gültigkeit haben.

12.
Bedingungen
für die
Herstellung.

Wie schon erwähnt, ist eine sehr wichtige Eigenschaft der Mörtel die, daß mit ihnen Steinstücke zusammengekittet werden können. Namentlich kommt dieselbe für Mauerwerke aus kleinen Stücken in Betracht. Diese Verbindung der Steine wird aber erst allmählich, mit zunehmender Erhärtung der Mörtel, fest, und im Anfang sind die durch Mörtel verbundenen Steine oft leicht verschiebbar, ja mitunter noch leichter beweglich, als ohne denselben, da durch diese weiche halbflüssige Zwischenlage die Reibung zwischen den Steinen vermindert werden kann. Würde man immer einen plötzlich erhärtenden Mörtel verwenden und würden die Mörtel immer so fest, wie das Steinmaterial, so hätte man es schon von vornherein oder wenigstens nach einiger Zeit mit monolithen Steinmassen zu thun, in denen die Steine unverrückbar liegen würden, was der Endzweck der Construction ist. Es wäre dann ganz gleichgiltig, wie und in welcher Form die Steine neben und über einander gelagert sind³⁾.

³⁾ Der Beton ist ein in diesem Sinne bereitetes Constructions-Material; nur auf der Bindung durch den Mörtel beruht seine Festigkeit und Cohäsion, an die man daher nicht höhere Ansprüche stellen darf, als sie der betreffende Mörtel zu leisten vermag.

So rasch und nachhaltig erhärtende Mörtel giebt es nun allerdings; man verwendet sie aber aus anderen, hier nicht zu erörternden Rücksichten nur selten. Zur Erzielung möglicher Festigkeit, d. h. hier also möglicher Unverrückbarkeit der einzelnen Steine eines Mauerwerkes gehören demnach noch andere Mittel, als bloße Verbindung durch den Mörtel, nämlich Rücksichtnahme auf Form und Zueinanderordnung der einzelnen Steine. Ja bei Feststellung der Regeln, nach denen Form und Aneinanderreihung der Steine im Mauerwerk zu bestimmen sind, spielt der Mörtel gar keine Rolle und kann dabei unberücksichtigt bleiben, weil er in seiner erst weichen Beschaffenheit sich der Gestalt der Steine anschmiegt, weil er ferner Anfangs keine eigene Festigkeit besitzt und weil endlich auch Mauerkörper ohne Mörtel zu construiren sind.

13.
Lage
der
Fugenflächen.

Die Flächen, in denen sich die Steine im Mauerwerk berühren, heißen Fugenflächen, die Durchdringungen dieser Fugenflächen mit zur Ansicht kommenden Flächen des Mauerwerkes Fugenlinien oder kurzweg Fugen.

Kräfte, die auf ein Mauerwerk wirken, werden in den Fugenflächen von einem Stein auf den benachbarten übertragen; man kann eine solche Kraft als Fugenkraft bezeichnen, und da hier meist nur Drücke zur Wirkung gelangen, specieller als Fugendruck. Verschiebungen durch den Fugendruck steht nur die Reibung in den Fugenflächen entgegen, da wir von einer Verkittung durch Mörtel hier absehen. Wäre auch keine Reibung vorhanden, so müßte die Fugenfläche normal zur Richtung des Fugendruckes liegen, wenn ein Gleiten vermieden werden soll. Abweichungen von dieser Lage der Fugenfläche sind daher in ihrer Größe von der vorhandenen Reibung abhängig zu machen. Der Reibungs-Coefficient zwischen Stein auf Stein ist 0,6 bis 0,7, der Reibungswinkel 31 bis 35 Grad. Differenzen zwischen der Richtung des Fugendruckes und der Normalen zur Fugenfläche dürfen daher dieses Maß nicht übersteigen. Nimmt man doppelte Sicherheit an, so reducirt sich dieser Winkel auf 17 bis 19 Grad. Da die Reibung auch durch Erschütterungen, durch Wasser und sonstige äußere Einflüsse vermindert werden kann, so ist im Allgemeinen als theoretisch zweckmäßigste Lage der Fugenfläche diejenige normal zur Richtung des Fugendruckes anzusehen. Abweichungen von dieser Richtung, so weit es die Reibung gestattet, werden nur durch andere Rücksichten gerechtfertigt werden können.

Die Richtung des Fugendruckes in einem Mauerwerk wechselt häufig, z. B. bei einem Gewölbe; es werden demnach auch die Richtungen der Fugenflächen in einem solchen Falle wechseln müssen. Man erhält in Folge dessen nicht parallele, sondern convergirende Schichten des Mauerwerkes. Beruht nun darauf auch z. B. die Haltbarkeit der Gewölbe, und wird man sich bei diesen der schwierigeren und kostspieligeren Mauerung und Herstellung passender Steine nicht entziehen können, so wird man andererseits in vielen Fällen, namentlich wo es sich um lothrechte Mauerkörper handelt, von der consequenten Durchführung des vorher erörterten Grundsatzes abzuweichen wünschen müssen, um Erleichterung der Arbeit und Verminderung der Kosten zu erzielen. Man wird deswegen häufig eine parallele Schichtung des Mauerwerkes, normal zu einer mittleren Druckrichtung, vorziehen, weil dann die Steine von parallelen Flächen begrenzt werden können, was die Ausführung erleichtert.

Auch im Hochbau kommt es öfters bei lothrechten Mauerkörpern vor, daß die mittlere Druckrichtung in denselben nicht lothrecht ist, sondern schief im Raume (bei Widerlagsmauern von Gewölben, Strebepfeilern, Futter- und Stützmauern etc.). In Folge der parallelen Schichtung — bei Einführung einer mittleren Druckrichtung —

und weil die Mauern in den meisten Fällen lothrechte Begrenzungssebenen erhalten müssen, ergeben sich an diesen spitzwinkeligen Kanten der Steine, die praktische Bedenken gegen sich haben. Spitzwinkelige Kanten werden leichter abgedrückt; auch werden sie leichter durch die Verwitterung zerstört, als rechtwinkelige oder gar stumpfwinkelige. Die rechtwinkeligen Kanten kann man aber im vorliegenden Falle nur durch horizontale Schichtung des Mauerwerkes erzielen, welche die im Hochbauwesen am meisten auch angewendete ist. Das, was man hierbei an Festigkeit der Construction in Folge grösserer Abweichungen von der theoretisch richtigen Lage der Fugenflächen normal zur Druckrichtung einbüsst, muß durch grössere Stärke der Mauer ersetzt werden. Wie man die spitzen Winkel wenigstens an einer Seite der Mauern vermeiden kann, wird später zu erörtern sein⁴⁾.

Die aus den vorher angegebenen praktischen Rücksichten auf die Art des Steinmaterials wünschenswerthe parallelepipedische Gestaltung der Steine einer Mauer ist auch diejenige, die sich am leichtesten, einfachsten und billigsten ausführen läßt. Bei den zumeist im Hochbauwesen zur Verwendung kommenden natürlichen Steinarten, den Sedimentär-Gesteinen, entspricht sie auch gewöhnlich der natürlichen Schichtung und Zerklüftung, so wie der Gewinnungsweise in den Steinbrüchen, während sie bei den künstlichen Steinen die für die Fabrikation bequemste ist.

Das rechtwinkelige Aneinanderstoßen der Begrenzungsflächen eines Mauersteines läßt sich übrigens auch theoretisch begründen. In jedem von äusseren Kräften afficirten Körper wirkt auf ein beliebiges Flächenelement eine Kraft, die man im Allgemeinen innere Kraft⁵⁾ oder, auf die Flächeneinheit bezogen, Spannung nennt. Es läßt sich nachweisen⁶⁾, daß in jedem Punkte drei auf einander normale Spannungen existiren, welche auf den von ihnen afficirten Flächenelementen normal stehen.

Man nennt diese Spannungen Hauptspannungen. Im vorliegenden Falle sind die Spannungen meist Drücke, die man daher Hauptdrücke nennen kann. Jeder andere Druck steht auf der von ihm afficirten Fläche nicht normal. Nach dem Gefagten läßt sich sonach folgender Satz aufstellen: Die Fugenflächen sollen auf den Hauptdrücken normal stehen. Es ergeben sich hiernach drei zu einander normale Fugenflächen.

Die Benennung der Fugenflächen ist je nach ihrer Lage zur Druckrichtung im Mauerwerk eine verschiedene. In der Regel ist nur ein Hauptdruck vorhanden. Die im Allgemeinen zur Richtung dieses Hauptdruckes normal zu legenden Fugenflächen heißen Lagerflächen, die senkrecht zu demselben liegenden Stofsflächen. Die Durchdringungslinien dieser Steinflächen mit den Begrenzungsflächen des Mauerwerkes heißen Lagerfugen, bzw. Stosfugen. Unter den Stofsflächen werden mitunter diejenigen, welche im Aeusseren des Mauerwerkes nicht durch Fugenlinien kenntlich werden, als Zwischenflächen bezeichnet. Es werden dieselben nur in einem Durchschnitt sichtbar. Man nennt dieselben, wohl auch gedeckte Fugen im Gegensatz zu den äußerlich sichtbar werdenden offenen Stosfugen.

Der Mauerabschnitt zwischen zwei fortlaufenden Lagerflächen heisst Mauerfuge (Wölbschicht). Durch die Lagerflächen wird der Hauptdruck von einer Schicht auf die benachbarte übertragen; deshalb hat man den Lagerflächen eine der Natur des Steinmaterials entsprechende Grösse zu geben. Sie ist mindestens so groß zu machen, daß auch unter den ungünstigsten Verhältnissen der Druck pro Flächeneinheit die zulässige Beanspruchung nicht übersteigt. Bei Verwendung von künstlichen Steinen hat man die Bestimmung dieser Grösse allerdings nicht in der Hand. Die Druckfestigkeit der Steine, quadratische Druckfläche vorausgesetzt, nimmt

14.
Fugenflächen
und
Mauerfugen.

⁴⁾ Siehe im vorliegenden Bande: Abth. III, Abschn. 1, A: Wände.

⁵⁾ Siehe Theil I, Band 1 dieses „Handbuches“ (Art. 252, S. 231).

⁶⁾ Siehe: WINKLER, E. Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit etc. 1. Theil. Prag 1867. §. 12 (S. 8).

zu mit abnehmender Höhe; sie nimmt auch noch unter Würfelhöhe zu ⁷⁾; daher ist es zweckmäßig, die Höhe oder Stärke einer Schicht, die der Höhe einer Stosfläche entspricht, nicht größer als die kleinste Dimension der Lagerfläche eines Steines zu nehmen, sondern eher noch geringer.

Die Länge der Lagerfläche hängt von der Biegezugsfestigkeit des Steinmaterials ab. Es kommt diese in Frage, weil beim Mauerwerk selten ganz präzise Arbeit voraussetzen ist und deshalb einzelne Steine hohl zu liegen kommen können. Die Biegezugsfestigkeit der Steine ist bekanntlich sehr gering und daher die Länge der Lagerflächen und mit diesen die Länge der Steine eine entsprechend beschränkte. Unter Berücksichtigung desselben Umstandes darf auch die Stosfläche im Verhältniß zur Lagerfläche nicht zu klein genommen werden. Daraus ergibt sich eine kurze gedrungene Form der Steine als die zweckmäßigste, wozu noch der früher besprochene wünschenswerthe Parallelismus der gegenüber liegenden Flächen tritt.

15.
Wahl
der
Lagerflächen.

Wären alle Steinmaterialien von vollständig homogener Beschaffenheit, so würden alle Seiten derselben gleich gut im Stoff geeignet sein, als Druck empfangende Lagerflächen zu dienen. Bei künstlichen Steinen ist diese Eigenschaft vorauszusetzen, und sie kann bei diesen auch beschafft werden. Bei den zu Hochbauten zumeist verwendeten natürlichen Steinen, bei den geschichteten Gesteinen, ist diese Eigenschaft in Folge der natürlichen Schichtung gewöhnlich aber nicht vorhanden. Es besitzen dieselben normal zur natürlichen Schichtung größere Druckfestigkeit, als parallel zu derselben. Man hat daher zu Lagerflächen die Bruch-Lagerflächen zu verwenden ⁸⁾.

16.
Größe
der
Steine.

Die Rücksicht auf die innere Structur der Steine ist zum Theile auch maßgebend für die Bestimmung der Größe derselben. Da nach den vorhin angegebenen Gründen die natürliche Schichtung immer normal zur Druckrichtung gelegt werden sollte, so ist die dieser Richtung entsprechende Dimension des Steines, die Höhe oder Dicke desselben, abhängig von der Stärke der Gebirgsschichten, von der Mächtigkeit der Bänke in den Steinbrüchen der Bezugsorte. Länge und Breite der Werkstücke aus natürlichem Stein müssen weiter zu ihrer Höhe in einem angemessenen Verhältniß stehen, das abhängig ist von der Biegezugsfestigkeit des betreffenden Materials, wie dies schon früher ausgeführt wurde. Im Allgemeinen kann man wohl sagen, daß man bei nicht sehr festen Sand- und Kalksteinen das Doppelte, bei festen Sand- und Kalksteinen das Dreifache, bei Marmor das Vierfache, bei Granit und entsprechenden Materialien das Fünffache der Höhe zur Länge nehmen kann. Die Breite wird zwischen der einfachen und doppelten Höhe bemessen, darf aber nicht geringer als diese sein (von Verblendungen mit Platten natürlich abgesehen). — Bei den künstlichen Steinen ist die Größe abhängig von der Grenze, bis zu welcher man eine homogene und feste Masse erzeugen kann.

Außer von diesen in der Natur der Materialien begründeten Bedingungen für die Größenbestimmung der Steine ist dieselbe auch noch abhängig von der Möglichkeit des Transportes und von der Art des Versetzens im Bau. Beim Versetzen der Steine mit der Hand müssen die Steine handlich bleiben, dürfen also ein gewisses Gewicht nicht überschreiten, während sonst das größte zulässige Gewicht von der Leistungsfähigkeit der zur Verfügung stehenden Hebemaschinen abhängig ist.

⁷⁾ Siehe: BAUSCHINGER, J. Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der k. polytechnischen Schule in München. VI. Heft. München 1876. S. 7.

⁸⁾ Die natürliche Schichtung wird mitunter auch das L o o s genannt.

Aus der Erfahrung hat sich ergeben, daß man bei den in der Baupraxis bevorzugten, regelmäÙig spaltenden Steinen am solidesten, bequemsten und billigsten in Schichten mit durchgehenden parallelen Lagerflächen mauert, d. h. indem man eine Anzahl gleich hoher Steine in einer Schicht vereinigt. Bei lothrechten Mauern hält man außerdem noch horizontale ebene Lagerflächen für praktisch ⁹⁾. Werden bei Verwendung von Mörteln hierbei noch die Mörtelbänder zwischen den Schichten von durchgehends gleicher Dicke gehalten, so erzielt man dabei noch ein möglichst gleichmäÙiges Setzen, das innerhalb eines Mauerwerkes hauptsächlich durch die Zusammenpressung des Mörtels und das Schwinden desselben verursacht wird.

Trotz dieser praktisch zweckmäÙigen Anordnungen sind in Folge von auf das Mauerwerk wirkenden Drücken Verschiebungen einzelner Steine innerhalb desselben möglich. So weit dies überhaupt angeht, sind diese Verschiebungen auf zweierlei Weise zu verhindern:

a) Durch eine zweckmäÙige Aneinanderreihung oder Verkettung der Steine innerhalb einer Schicht und zweckmäÙige Zueinanderordnung der Stofsfugen einer Schicht zu denen einer folgenden; es ist dies der Steinverband.

b) Durch Hinzuziehung von Hilfsmitteln, die eine isolierte Bewegung einzelner Steine in einer Schicht unabhängig von einer anderen durch Befestigung der Steine unter einander verhüten sollen. Wir wollen die Arten dieser Befestigungen als Steinverbindungen ¹⁰⁾ bezeichnen. Es können dieselben auf dreierlei Weise hergestellt werden:

- 1) durch Verbindung mittels der sog. Bindemittel (Mörtel);
- 2) durch besondere Formung der Fugenflächen, und
- 3) durch besondere Hilfsstücke von Stein, Holz oder Metall.

Ist nur ein Hauptdruck vorhanden und liegen dabei die Lagerfugen theoretisch richtig, also normal zur Druckrichtung oder innerhalb der zuläÙigen Abweichung von derselben (z. B. bei lothrechten Mauern mit lothrechter Belastung oder bei richtig construierten Gewölben), so reicht man mit dem Steinverband aus. Eben so wenn noch zufällige Beanspruchungen (anders gerichtete Drücke oder Zugspannungen) hinzutreten und auf diese im Verband Rücksicht genommen wird. In der Regel wird aber die unter b, 1 angeführte Verbindung durch den Mörtel hinzugezogen, und es wird diese um so wichtiger, je kleinstückiger, weniger gut bearbeitet oder unregelmäÙiger das Material ist. Es wird dieselbe unentbehrlich, wenn man überflüssige Mauerstärken vermeiden will bei nicht richtiger Lage der Lagerflächen zur Druckrichtung und wenn mögliche zufällige Beanspruchungen im Verbande nicht genügend berücksichtigt sind. Es werden dann häufig noch die unter b, 2 und b, 3 angeführten Verbindungen angewendet. Die bloÙe Verwendung der Verbindungen ohne einen Verband kommt bei rationellen Stein-Constructions nicht vor, abgesehen natürlich von den schon mehrfach erwähnten Constructions, deren Existenz auf der bloÙen Verbindung durch Mörtel beruht oder die ganz aus derartigen Bindemitteln bestehen (GuÙ- und Stampfmassen).

Die Verbindungen werden später (in Kap. 3) näher zu erörtern sein; dagegen sollen jetzt schon die allgemeinen Grundsätze für die Steinverbände fest gestellt werden.

⁹⁾ Da bei lothrechten Mauern der Hauptdruck meist vertical ist, so empfiehlt sich, den Auseinandersetzungen in Art. 13 (S. 13) entsprechend, auch vom theoretischen Standpunkte aus die horizontale Lage der Lagerflächen.

¹⁰⁾ Analog der Unterscheidung von Holzverband und Holzverbindung.

18.
Grundätze
für den
Steinverband.

Als Aufgabe des Verbandes war die Verhütung von Verschiebungen einzelner Steine bezeichnet worden. Denken wir uns ein Mauerwerk durch einen isolirten Hauptdruck D beansprucht und die Steine in der in Fig. 1 angegebenen Weise angeordnet, also mit in verticalem Sinne durchgehenden Stoßflächen, so wird von der Mauer nur der schraffierte Theil durch D in Anspruch genommen. Es könnten sich in demselben die Steine unabhängig von den benachbarten bewegen; an einer Bewegung würden sie höchstens durch Reibung in den Stoßfugenflächen gehemmt. Wir haben keinen Verband. Ordnen wir dagegen die Steine in der in Fig. 2 angenommenen Weise an, so haben wir einen Verband; denn es können nun durch den

Fig. 1.



Fig. 2.

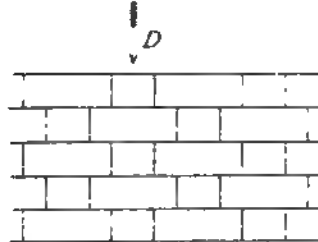


Fig. 3.

Druck D nicht mehr bloß einzelne, unmittelbar lothrecht über einander liegende Steine verrückt werden; sondern an einer etwaigen Verrückung müßte eine ganze Zahl von benachbarten theilnehmen. Es wird hierbei gleichzeitig etwas anderes Wichtiges erreicht: der isolirte Druck D wird auf einen größeren Theil der Mauer vertheilt, ein einzelner Stein in derselben viel weniger auf Zerdrücken in Anspruch genommen.

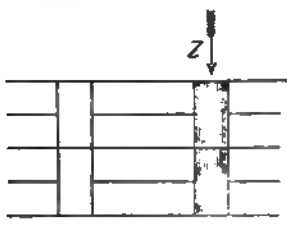
Isolirte Hauptdrücke kommen bei Hochbauten öfters vor, z. B. bei den einzelnen Balken einer Balkenlage ohne Mauerlatte, bei Tragbalken einer Decken-Construction, bei Bindern der Dachwerke, bei Säulenstellungen etc.

Denken wir uns ferner den Fall, daß ein isolirter Hauptdruck nicht in der ganzen Stärke einer Mauer zur Wirkung gelangt, wie in Fig. 3 (Querschnitt in Richtung der Mauerdicke) angenommen, so wird eine Längsspaltung der Mauer eintreten können, wenn derselben nicht durch einen Verband in Richtung der Stärke der Mauer vorgebeugt wird.

Zu den Hauptdrücken, mögen sie nun gleichmäßig vertheilt oder isolirt auftreten, kommen häufig noch zufällige Beanspruchungen hinzu, und zwar:

1) Solche normal zur Richtung des Hauptdruckes und normal zur Anblicksfläche des Mauerwerkes (Stöße etc., Z in Fig. 4); gehen dabei die Stoßflächen durch die ganze Mauerdicke hindurch, wie in Fig. 4 (Aufsicht auf eine Lagerfläche) angenommen, so werden die zwischen zwei Stoßflächen gelegenen Steine allein beansprucht und durch die Mauer geschoben werden können, ohne daran durch ihre Nachbarn gehindert zu sein. Dem würde auch durch einen Verband abgeholfen werden können ¹¹⁾.

Fig. 4.



2) Kräfte, gleichfalls normal zur Richtung des Hauptdruckes, aber parallel zur Anblicksfläche des Mauerwerkes,

¹¹⁾ Es muß hier angeführt werden, daß man doch, aus praktischen Gründen, vielfach die Stoßflächen durch die Mauerstärke hindurchlaufen läßt, dafür aber oft Steinverbindungen hinzuzieht.

die von partiellen Senkungen, Erschütterungen etc. herrühren und als Druck- oder Zugspannungen auftreten können. Auch in diesen Fällen wirkt ein Verband günstig für den Zusammenhalt des Mauerwerkes.

Eine Bewegung der Schichten über einander in Folge von so gerichteten Kräften ist dadurch aber noch nicht ausgeschlossen und nur durch Aufgeben der Mauerung in Schichten oder durch Anwendung von Steinverbindungen zu verhüten.

Von den Urfachen, welche Längsspannungen in einem Mauerwerk hervorrufen, muß eine, als bisher zu wenig beachtet und erkannt, hier besonders hervorgehoben werden. Es ist dies die Ausdehnung und Zusammenziehung des Steinmaterials bei Temperatur-Zu- und -Abnahme. Es ist diese Veränderlichkeit des Volums durchaus nicht unbedeutend, wie aus den unten mitgetheilten Zahlen hervorgeht. (Der Ausdehnungs-Coefficient für Sandstein nähert sich, der für Portland-Cement-Sand-Mörtel ist gleich dem von Eisen, und der von Gyps ist sogar größer.) Durch dieselbe können bei lang ausgedehnten Mauerwerken Verschiebungen von Steinen und Risse entstehen; desgleichen können dann, wenn die Mauerenden fest gehalten sind, gefährliche Ausbauchungen sich bilden. Es mögen derartige Erscheinungen, für die man sonst keine genügende Urfache nachweisen konnte, oft auf diese Veränderlichkeit der fast allgemein für volumbeständig gehaltenen Stein- und Mörtel-Materialien zurückgeführt werden können.

Die umfassendsten Versuche über die Ausdehnung der Mauerwerke, welche dem Verfasser bis jetzt bekannt geworden sind, sind diejenigen *Bouhicaux's*¹²⁾. Als Mittelwerthe aus je zwei Versuchen giebt derselbe folgende Ausdehnungs-Coefficienten an (lineare Ausdehnung für 1 Grad C.¹³⁾:

Gufs aus reinem Portland-Cement	0,0000107
Gufs aus Portland-Cement-Mörtel	0,0000118
(1 Theil Cement, 2 Theile Quarzsand)	
Backsteinmauerwerk in Portland-Cement-Mörtel	0,0000089
(die Ziegel als Binder verlegt)	
Dasselbe (die Ziegel als Läufer verlegt)	0,0000046
Portland-Cement-Beton	0,0000148
Kalksteinquader von Ranville	0,0000075
Desgl. von der Maladerie bei Caen	0,0000089
Granitquader von Diélette	0,0000079
Marmor	0,0000054
Weißer Gypsgufs	0,0000186.

Als Mittel zur Verhinderung der schädlichen Wirkung der Ausdehnung der Steine durch Temperaturerhöhung schlägt *Bouhicaux* vor, bei lang ausgedehnten Mauer-Constructionen, wie z. B. Umfassungsmauern, Quaimauern etc., in Intervallen Schlitzte von einigen Millimeter oder Centimeter Breite einzufachlen.

Aus den gegebenen Beispielen ergibt sich als erster allgemeiner Hauptgrundsatz für die Steinverbände, daß in zwei auf einander folgenden Schichten keine Stoßflächen auf einander treffen dürfen, sondern gegenseitig veretzt sein müssen, und daß ferner auch in der Richtung der Stärke und Länge des Mauerwerkes wo möglich keine Stoßflächen ganz durchlaufen sollten.

Berücksichtigt man weiter, daß die Festigkeit eines Verbandes nicht allein von der Anordnung der Stoßfugen abhängen kann, sondern auch von der eigenen Festigkeit der einzelnen Steine abhängig sein muß, und daß in den Stoßfugen, wenn

¹²⁾ Mitgetheilt in: *Annales des ponts et chaussées* 1863, 1. Sem., S. 178.

¹³⁾ Des Vergleiches wegen seien aus Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«, Art. 163 (S. 184) die Ausdehnungs-Coefficienten für Eisen (auf 1 Grad C. umgerechnet) wiederholt:

Gufseisen	0,0000132
Schmiedeeisen	0,0000145
Stahl	0,0000135.

keine künstlichen Verbindungen zwischen den Steinen angewendet sind, irgend welche Festigkeit nicht vorhanden ist, so läßt sich weiter als zweiter Grundsatz für die Steinverbände folgern, daß ein Verband um so fester sein wird, je weniger Stofsflächen innerhalb der Ausdehnung dieses Mauerwerkes in eine zur Hauptdruckrichtung parallele Ebene fallen.

Diesen Grundsätzen kann man durch Verschiedenheit der Dimensionen der einzelnen Steine oder durch Verwendung verschieden großer Steine und durch verschiedene Lage der gleich oder verschieden großen Steine in den Schichten gerecht werden.

19.
Benennung
der
Steine und
Schichten.

Je nach der Anordnung der Steine in den Schichten erhalten dieselben verschiedene Namen, die für alle Mauermaterialien gültig sind und deshalb gleich hier aufgeführt werden können.

Diejenigen Steine, welche mit ihrer längsten Seite in der Ansichtsfläche des Mauerwerkes oder parallel zu derselben liegen, heißen Läufer. Dagegen nennt man die Steine, welche mit ihrer Länge in das Mauerwerk eingreifen oder tiefer in dasselbe hineinreichen, als die über oder unter ihnen liegenden Steine, dieselben also überbinden, Binder. In demselben Sinne wird auch die Bezeichnung Strecker verwendet, die man mitunter aber auch nur auf Binder bezieht, welche durch die ganze Constructionsstärke hindurchreichen. Für diesen Fall werden aber auch die Namen Durchbinder oder Ankersteine benutzt ¹⁴⁾.

Schichten, die nur aus Läufern oder nur aus Bindern zusammengesetzt sind, oder wenigstens in der Mauerfläche als so zusammengesetzt zur Erscheinung gelangen, heißen Läufer-, bezw. Binderschichten.

Die in der Ansichtsfläche des Mauerwerkes liegende Fläche des Steines, die also einen Theil der ersteren bildet, nennt man das Haupt oder die Ansichtsfläche. Mit dieser Bezeichnung in Zusammenhang steht die Benennung von Verbandmauerwerken, bei denen nur eine oder alle beiden Langseiten zur äußeren Erscheinung gelangen, als einhäuptige und zweihäuptige. In demselben Sinne gebraucht man auch die Benennungen Stirn- und Kopfflächen. Bei den Lagerflächen unterscheidet man das obere und das untere Lager.

Die Längenrichtung der Außenseite einer Mauer nennt man die Flucht derselben.

2. Kapitel.

Steinverband.

20.
Allgemeines.

Aus den Erörterungen des 1. Kapitels ergab sich die kurze, parallelepipedische Gestalt der Steine als die zweckmäßigste zur Herstellung eines regelrechten Steinverbandes. Halten wir dann weiter fest, daß es Aufgabe des letzteren ist, die Steine innerhalb einer Schicht sowohl, als auch in Beziehung zu den benachbarten Schichten zweckmäßig zu einander zu ordnen, so leuchtet ein, daß bei einer bloß theoretischen Besprechung der Steinverbände die absolute Größe der Stücke nicht in Betracht zu kommen hätte, während das Verhältniß der drei Dimensionen eines parallelepipedischen Stückes zu einander eine große Rolle spielen muß. In der Praxis kommt

¹⁴⁾ Da die Bezeichnung »Strecker« auch manchmal für Läufer verwendet wird, so erscheint es zweckmäßig, dieselben zu vermeiden.

aber die absolute GröÙe der Stücke für den Verband in so fern in Betracht, als man bei Herstellung eines Mauerwerkes aus den gröÙeren natürlichen Steinen mit einfacheren Anordnungen in der Regel ausreicht, während bei Anfertigung desselben Mauerwerkes aus den kleineren künstlichen Steinen die Verbandregeln in voller Ausdehnung zur Anwendung gelangen müssen. Ferner ist zu berücksichtigen, daß die gröÙeren Stücke bereits durch ihr Eigengewicht eine gesicherte Lage bekommen, daß bei ihnen schon aus diesem Grunde eine laxere Behandlung des Verbandes zulässiger erscheint, als bei kleinen Steinen, die selbst durch geringe Stöße aus ihrer Lage verrückt werden können. Es folgt hieraus, daß eine Erörterung der Verbände namentlich mit Rücksicht auf die kleinstückigen künstlichen Steine zu erfolgen hat. Dies wird noch mehr begründet dadurch, daß für die künstlichen Steine die Dimensionen und die Verhältnisse derselben unter einander ein für allemal fest gestellt werden können, und zwar mit Rücksicht auf Ermöglichung eines regelrechten Verbandes, während für die natürlichen Steine die Dimensionen bei jedem Bau innerhalb gewisser, durch die Verhältnisse der Steinbrüche gegebenen Grenzen an den meisten Orten beliebig bestimmt werden.

Aus den angeführten Gründen scheint es zweckmäÙig, an der Praxis früherer Lehrbücher fest zu halten und die Steinverbände zunächst für die noch immer am häufigsten verwendeten Backsteine zu besprechen.

a) Steinverbände für Mauerwerke aus Backsteinen.

Um einen regelrechten Mauerverband herstellen zu können, ist es nothwendig, daß man die Backsteine nach allen drei zu einander senkrechten Richtungen an einander schieben kann, ohne daß sich irgend welche störenden Vorsprünge ergeben. Dies ist möglich, wenn im Allgemeinen die Länge l des Steines gleich ist der doppelten Breite b und die Breite gleich der doppelten Dicke h , wenn also zwischen den Dimensionen die Proportion

$$h : b : l = 1 : 2 : 4$$

vorhanden ist. Auch bei sorgfältiger Fabrikation sind aber kleine Differenzen zwischen den Steinen eines und desselben Brandes, eben so wie kleine Unebenheiten gewöhnlich nicht zu vermeiden; ferner müssen die Backsteine mit einem Mörtel vermauert werden, so daß also zwischen den einzelnen Steinen ein Zwischenraum, die Fugendicke (6 bis 15 mm), die wir mit f bezeichnen wollen, sich ergibt, was bei der Proportionierung der Steine zu berücksichtigen ist. Aus Fig. 5 u. 6, worin die Lagen, in welchen die Mauersteine zu einander gelegt werden können, dargestellt sind, ergeben sich dann folgende Beziehungen:

$$l = 2b + f = 4h + 3f;$$

$$b = 2h + f = \frac{l-f}{2};$$

$$h = \frac{b-f}{2} = \frac{l-3f}{4}.$$

Das Format der Backsteine ist durch diese Beziehungen genau bestimmt, wenn man eine immer einzuhaltende Fugendicke und eine der drei Dimensionen fest stellt.

21.
Dimensionen
der
Backsteine.

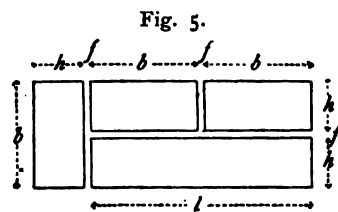
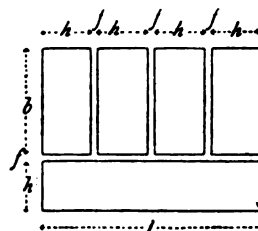


Fig. 6.



Zu letzterer eignet sich am besten die Dicke h der Steine, weil diese ein gewisses Maß nicht überschreiten darf, sobald die Steine beim Brennen eine durchweg gute Qualität erhalten sollen. Der »Deutsche Verein für Fabrikation von Ziegeln, Thonwaaren, Kalk und Cement« hat¹⁵⁾ als Maximalmaß in dieser Beziehung 65 mm bezeichnet. Nimmt man eine Fugendicke von 10 mm an, so ergeben sich dann nach obigen Formeln für diese Dicke die Dimensionen

$$h = 65 \text{ mm}, b = 140 \text{ mm} \text{ und } l = 290 \text{ mm}.$$

Es sind dies die Dimensionen des neuen österreichischen Normal-Ziegelformates¹⁶⁾.

Dieses österreichische Format ist also in Rücksicht auf den Verband ein theoretisch ganz richtiges, das aber aus hier nicht weiter zu erörternden Gründen als ziemlich groß erscheint. Im Gebiete des ehemaligen Norddeutschen Bundes hielt man ein kleineres Format für zweckmäßiger und bestimmte dasselbe zu

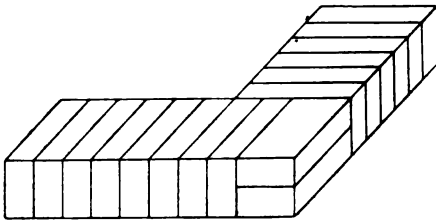
$$h = 65 \text{ mm}, b = 120 \text{ mm} \text{ und } l = 250 \text{ mm},$$

unter Zugrundelegung einer Stosfugendicke von 10 mm. Die Mehrzahl der deutschen Regierungen hat dieses deutsche Normal-Ziegelformat¹⁷⁾ für die Staatsbauten vorgeschrieben; auch hat es sich im Privatbau sehr viel Eingang verschafft, obgleich auch noch immer größere Formate (so in Bayern) und kleinere (theilweise in Norddeutschland) angewendet werden.

Bei diesem deutschen Normal-Ziegelformat ist die Länge das Doppelte der Breite plus einer Fugenstärke, während die zu diesem Format nach obigen Formeln zugehörige Steindicke anstatt 65 mm nur 55 mm betragen dürfte.

Diese Unrichtigkeit des Formates macht sich geltend, wenn die sog. Rollschichten mit Läufer- oder Binderschichten in Verband treten sollen. Unter einer

Fig. 7.



Rollschicht versteht man eine solche Schicht, deren Höhe gleich der Ziegelbreite ist und bei welcher die Steine mit ihrer Länge normal zur Mauerflucht liegen (Fig. 7). Der Formatfehler zeigt sich darin, daß zwei flach über einander gelegte Steine mit einer Lagerfuge zwischen sich die Rollschicht um 20 mm überragen müssen, was namentlich im Backstein-Rohbau unangenehm werden kann, in welchem

bei der Bildung von Sockelmauern und Gesimsen häufig der Fall eintritt, daß Rollschichten mit Flachschichten in Verband zu treten haben. Man hat aber die so sich ergebenden Uebelfstände anderen Gründen gegenüber doch nicht erheblich genug erachtet, um das Format anders zu bilden¹⁸⁾.

Bei Mauerwerk aus Flachschichten ist keine Nothwendigkeit vorhanden, die Dicke der Lagerfugen gleich jener der Stosfugen zu halten. Für die gewöhnlichen Mauersteine (ordinäre Backsteine) ist eine Lagerfuge von 10 mm Dicke etwas wenig; nimmt man dieselbe zu ca. 12 mm an, so erreicht man den Vortheil, daß auf 1 m Höhe eine bestimmte Anzahl von Schichten, nämlich 13 solcher kommen¹⁹⁾.

Um regelrechte Verbände bilden zu können, genügen nicht die ganzen Steine allein; sondern es sind noch Stücke derselben nothwendig, die durch Halbierung und

22.
Steintheile.

¹⁵⁾ In der Generalversammlung zu Berlin am 8. u. 9. Februar 1869.

¹⁶⁾ Beschluß des österreichischen Architekten- und Ingenieur-Vereins 1874.

¹⁷⁾ Zuerst vorgeschlagen vom erwähnten »Deutschen Verein für Fabrikation von Ziegeln, Thonwaaren etc.«

¹⁸⁾ Genaueres über Feststellung eines guten Backsteinformates und über die Bestimmung des deutschen Normalformates siehe in: Deutsche Bauz. 1869, S. 146, 257, 263 u. 281.

¹⁹⁾ Ueber die daraus resultirende einfache Massenberechnung siehe: Deutsche Bauz. 1869, S. 630.

Viertheilung gebildet werden. Die Bezeichnung für diese Steintheile ist in den verschiedenen Gegenden Deutschlands etwas verschieden. Wir wollen die folgende Bezeichnungsweise, welche uns als die consequenteste und am wenigsten zu Verwechselungen Anlaß gebende erscheint, für künftighin adoptiren:

1) ein Stück von der vollen Steinbreite und drei Viertel der Länge = Drei-quartier (Dreiviertelstein, Fig. 8 a);

2) ein Stück von der vollen Steinbreite und zwei Viertel der Länge = Zweiquartier (halber Stein, Fig. 8 b);

3) ein Stück von der vollen Steinbreite und ein Viertel der Länge = Quartier (Einquartier, Fig. 8 c²⁰⁾;

4) ein Stück von der ganzen Steinlänge und halber Breite = Längsquartier (langes Quartier, Riemchen, Riemstück, Riemenstein, Fig. 8 d²¹⁾).

Diese Stücke müssen leider gewöhnlich durch Behauen und Spalten der ganzen Steine hergestellt werden, wodurch sich viel Bruch ergibt, abgesehen davon, daß durch die starken Erschütterungen hierbei die Festigkeit des Materiales leidet. Die Maschinensteine lassen sich häufig gar nicht in regelmäßige Stücke zerbrechen. Deswegen wäre es zweckmäßig, wenn die Ziegeleien solche Theilstücke geformt auf Lager halten würden.

Um nicht unnützen Verhau zu bekommen, macht man die Mauerstärken immer als ein Vielfaches der Steinbreiten und benennt sie dem entsprechend. Man spricht von $\frac{1}{2}$ Stein, 1 Stein, $1\frac{1}{2}$ Stein, 2 Stein etc. starken Mauern.

Unter Zugrundelegung des deutschen Normal-Ziegelformates und einer Dicke der Zwischenfugen von 10 mm ergeben sich dann folgende Mauerstärken:

$\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer	=	120 mm dick,
1 „ „ „	=	250 „ „
$1\frac{1}{2}$ „ „ „	=	380 „ „
2 „ „ „	=	510 „ „
$2\frac{1}{2}$ „ „ „	=	640 „ „

etc., stets eine Zunahme von 130 mm für $\frac{1}{2}$ Stein.

Würde man geformte Drei-quartiere beziehen können, so wäre man in der Lage, die Mauerstärken auch um $\frac{1}{4}$ Steinlängen (halbe Steinbreiten) abzustufen zu können.

Es giebt eine ziemliche Zahl von Verbandanordnungen für Backsteine, die nicht alle gleichen Werth besitzen. Als Hauptregeln für einen guten Verband mögen die folgenden angeführt werden; sie entsprechen theils den theoretischen Erörterungen des 1. Kapitels; theils sind sie praktischen Rücksichten entsprungen:

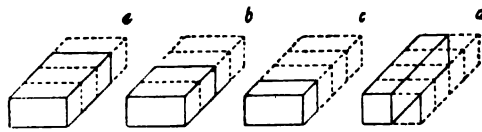
1) Stoßfugen dürfen in auf einander folgenden Schichten sich nur kreuzen, aber nie auf einander treffen; es muß immer eine Ueberbindung der Steine von mindestens $\frac{1}{4}$ Steinlänge ($\frac{1}{2}$ Steinbreite) stattfinden. Ein Verband wird im Allgemeinen um so besser sein, je weniger Stoßfugen einer Mauer in eine lothrechte Ebene fallen.

2) Im Inneren der Mauer sind wo möglich nur Binder zu verwenden, damit der Tiefe nach eine Ueberbindung der Steine um $\frac{1}{2}$ Steinlänge (1 Steinbreite) sich ergibt.

²⁰⁾ Die Bezeichnung Quartier wird auch noch für kleinere Stücke verwendet.

²¹⁾ Ein Längsquartier wird häufig auch Kopfstück benannt; doch dürfte es zweckmäßig sein, diese Bezeichnung zu vermeiden, da dieselbe auch für die Zweiquartiere zur Verwendung kommt.

Fig. 8.



3) Eine Mauer muß möglichst viele ganze Steine enthalten; Steintheile dürfen nur zur Einrichtung der Verbandordnung Verwendung finden.

Die Lehre von den Steinverbänden ist am meisten in Deutschland ausgebildet worden; in England und Frankreich finden sich zwar dieselben Verbände; man scheint aber in diesen Ländern nicht denselben Werth auf eine theoretisch richtige Durchbildung derselben zu legen, als dies in unseren Lehrbüchern meist geschieht. In der praktischen Anwendung werden aber häufig genug auch bei uns die Regeln außer Acht gelassen.

1) Arten des Backsteinverbandes.

24.
Äußere
Erfcheinung.

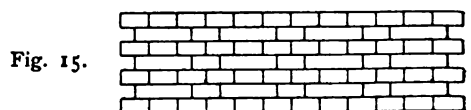
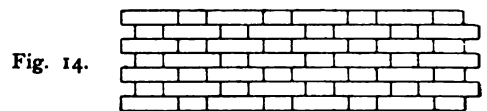
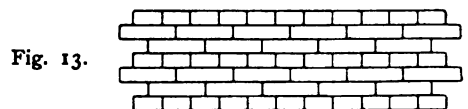
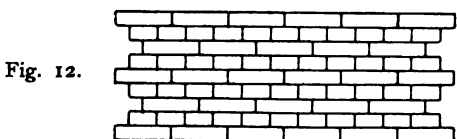
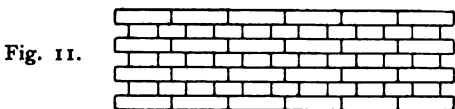
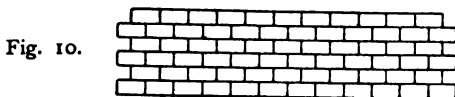
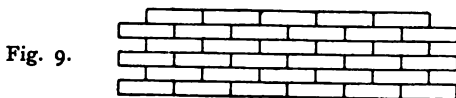
Wenn auch die Anwendung der verschiedenen Verbände zum Theile von der Mauerstärke abhängig ist und bei Verwendung eines und desselben Verbandes für verschiedene Mauerstärken sich besondere Regeln aufstellen lassen, so bieten dieselben doch schon in der äußeren Ansicht der mit ihnen hergestellten Mauern charakteristische Eigenthümlichkeiten, die in der verschiedenen Anordnung der Binder und Läufer in den Schichten und in der Anordnung der Schichten zu einander sich erkennen lassen. Hiernach sollen die verschiedenen Verbände zunächst überfichtlich zusammengestellt werden.

Eine massive Mauer zeigt äußerlich:

- a) Nur Läufer in allen Schichten (Fig. 9²²⁾) — Schornsteinverband; derselbe wird nur verwendet bei $\frac{1}{2}$ Stein starken Mauern; man könnte ihn auch Läuferverband nennen.
- β) Nur Binderköpfe in allen Schichten (Fig. 10). Es wird dieser Verband mitunter Kopfverband oder Streckerverband genannt; da aber die Bezeichnungen Kopf und Strecker (siehe Art. 19 u. 22) in verschiedenem Sinne verwendet werden, so ist es vielleicht besser, den (allerdings etwas sonderbar klingenden) Namen Binderverband zu gebrauchen.
- γ) Periodischer Wechsel von Läufer- und Binderfchichten:

α) regelmässiger Wechsel:

- a) die Läufer immer lothrecht über einander (Fig. 11) — Blockverband;
- b) die Läufer in einer Schicht um die andere um $\frac{1}{2}$ Steinlänge verschoben (Fig. 12) — Kreuzverband;



²²⁾ Sämmtliche Backsteinverbände sind im Maßstabe 1m = 3cm dargestellt.

- 8) auf 1 Binderschicht 2, 3 oder mehr Läuferfächichten folgend (Fig. 13) — englischer Verband. Nach *Rankine* wird der in Fig. 13 dargestellte Verband, bei dem auf 1 Binderschicht 2 Läuferfächichten folgen, in England für gewöhnliche Fälle als der beste gehalten.
- 8) Läufer und Binder in allen Schichten (Fig. 14) — polnischer oder gothischer Verband (in England flämischer Verband genannt).
- 9) Binderschichten wechseln mit Schichten, in welchen Läufer und Binder vorkommen (Fig. 15) — holländischer Verband.

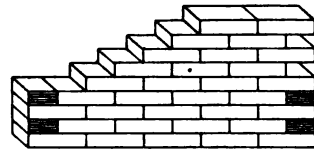
Bei allen diesen Verbänden liegen die Steine normal zur Mauerflucht. Für sehr starke Mauern würde noch ein Verband hier anzuführen sein, der äußerlich das Block- oder Kreuzverbandmuster zeigt, im Inneren aber sich kreuzende Schräglagen von Steinen aufweist. Es ist dies der sog. Strom- oder Festungs-Verband. Außerdem ist noch der figurirte Verband zu erwähnen, dessen Anordnung sehr verschieden sein kann und mehr mit Rücksicht auf Decoration, als richtige Construction getroffen wird.

Wir übergehen nun zur Befprechung der einzelnen Verbände für verschiedene Mauerstärken und der lothrechten Endigungen der Mauern.

Beim Läufer- oder Schornsteinverband ergibt die Steinbreite die Mauerdicke, und der regelrechte Verband ist einfach durch Verschiebung der Steine in einer Schicht um die andere um $\frac{1}{2}$ Steinlänge zu erzielen. In jeder Schicht sind nur Läufer vorhanden, die einander um das größtmögliche Stück, nämlich um $\frac{1}{2}$ Steinlänge überbinden. Die lothrechte Endigung der Mauer beschafft man in einfacher Weise durch Anordnung von Zweiquartieren an einem Ende derselben, und wenn die Länge der Mauer einer Anzahl von ganzen Steinlängen entspricht, an allen beiden Enden in der zweiten, vierten, sechsten etc. Schicht (Fig. 16). Durch die Zweiquartiere wird der Verband eingerichtet. Ist die Länge der Mauer gleich einer Anzahl ganzer Steine plus einem halben, so kommen die Zweiquartiere an den Enden in verschiedene Schichten zu liegen, während bei Mauerlängen, die eine Anzahl ganzer Steine plus $\frac{1}{4}$ oder $\frac{3}{4}$ Steinlänge messen, zur Endigung derselben auf einer Seite abwechselnd Quartiere und Dreiquartiere erforderlich werden.

25.
Läuferverband.

Fig. 16.



Die unvollendete Endigung der Mauer auf der rechten Seite in Fig. 16 nennt man eine Verzahnung, die auf der linken Seite eine Abtreppung.

Fig. 18 zeigt die Anwendung des Binderverbandes auf eine 1 Stein starke Mauer, die üblichste Anwendung desselben. Alle Stosfugen laufen durch die Mauer hindurch, die nur aus ganzen Steinen gebildet wird, die aber alle nur um $\frac{1}{4}$ Steinlänge sich überbinden, worin die Schwäche dieses Verbandes liegt. Auf der linken Seite der Figur sind Abtreppung und Verzahnung ersichtlich, während die rechte Seite den lothrechten Abschluß der Mauer zeigt mit Zuhilfenahme von 2 als Läufer

26.
Binderverband.

Fig. 17.



Fig. 18.

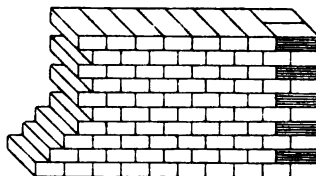
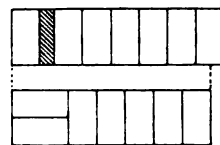


Fig. 19.



angeordneten Dreiquartieren in einer Schicht um die andere. Es ist diese Anordnung von Dreiquartieren jedenfalls besser, als die Verwendung der zerbrechlichen Längsquartiere zu demselben Zwecke, die auf zweierlei Weise erfolgen kann, wie Fig. 17 u. 19 ausweisen. Die Längsquartiere werden entweder an das Ende jeder Schicht gelegt, wo aber diese langen und schmalen Stücke leicht aus der Mauer herausgestoßen werden können, oder sie werden besser hinter die ersten Binder gelegt, wobei dann in der folgenden Schicht zwei ganze Steine als Läufer erforderlich werden. Die Längsquartiere werden von den Maurern gern durch kleine Bruchstückchen ersetzt, was zu Ungunsten derselben hier noch anzuführen ist. Da nun die Anwendung der Dreiquartiere, als der größeren Stücke, ausserdem der Verwendung der Längsquartiere auf Grund der allgemeinen Gesetze für die Verbände vorzuziehen ist, so soll künftighin von der letzteren nur noch ausnahmsweise die Rede sein.

Für fortificatorische Zwecke kommt vorschriftsmässig der Binderverband auch bei stärkeren Mauern hie und da zur Anwendung (Fig. 20), jedenfalls in dem Gedanken, daß eine Mauer dem feindlichen Feuer größeren und längeren Widerstand entgegenzusetzen werde, wenn die Front aus möglichst viel großen Stücken zusammengesetzt sei, daß die

Fig. 20.

einzelnen Steine dem auftreffenden Geschoss besser die kurze Seite, als die lange bieten und daß bei einer solchen Anordnung, in Folge der kurzen Ueberbindung der Steine nach der Seite hin, die Wirkung des Schusses auf möglichst kurze Strecken eingeschränkt werde. Will man diese Vortheile ganz erreichen, so dürfen in der Front zur Herstellung des Verban-

Fig. 21.

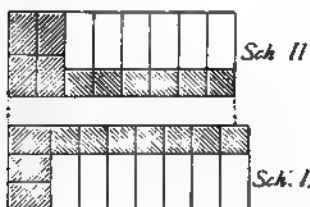
des mit dem Inneren der Mauer nur Dreiquartiere zur Verwendung gelangen (Fig. 21), aber nicht Zweiquartiere (Fig. 22), wie dies in Verkennung der der Vorschrift zu Grunde liegenden Absicht mitunter geschehen soll²²⁾.

Fig. 22.

Auf die Verwendung dieses Verbandes zur Verblendung von Mauern kommen wir in der Abth. III, Abschn. 1, A zu sprechen. Er ist für den Backstein-Rohbau von besonderer Wichtigkeit. Doch verdient dieser Verband wegen seiner Einfachheit und Bequemlichkeit auch sonst in geeigneten Fällen, namentlich bei im Ziegelbau ungeübten Maurern, öftere Verwendung.

Stärkere als 1 Stein dicke Mauern (für den gewöhnlichen Hochbau) können allerdings nur mit Hilfe von Zweiquartieren (als Beispiel ist der Verband für eine $1\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer in Fig. 23 beigelegt) hergestellt werden, die entweder durch Halbierung der ganzen Steine oder durch besondere Bestellung in den Ziegeleien zu beschaffen sind. In dieser Nothwendigkeit, halbe Steine verwenden zu müssen, liegt der Grund dafür, warum dieser Verband für stärkere Mauern nicht oft zur Verwendung gelangt. Es liegt sehr nahe, zwei neben einander liegende halbe Steine durch einen ganzen zu ersetzen, und man wird so ganz von selbst auf den Block- und den Kreuzverband geführt, die sich nur äußerlich vom Binderverband unterscheiden.

Fig. 23

27.
Blockverband.

Der Blockverband kann für die verschiedensten Mauerstärken verwendet werden. Es folgt bei ihm auf eine Binderschicht immer eine Läufer-schicht, deren Stoßfugen gegen die der ersteren um $\frac{1}{4}$ Steinlänge verschoben sind. Die Stoßfugen der Läufer-schichten liegen lothrecht über einander. In Fig. 24 ist eine 1 Stein starke Mauer im Blockverband dargestellt, links mit Abtreppung und Verzahnung, rechts mit der lothrechten Endigung.

²²⁾ Siehe: HAARMANN's Zeitschr. f. Baubdw. 1872, S. 131.

Fig. 24.

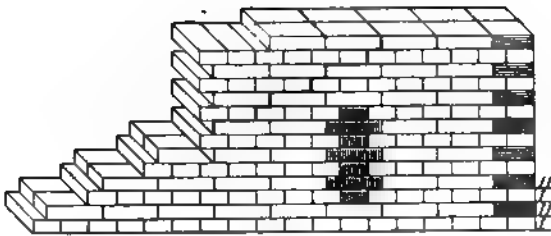
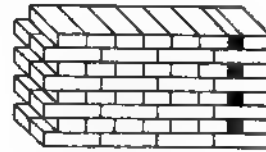


Fig. 25.

Die Abtreppung zeigt ungleich breite Stufen, wechselnd in den Breiten von $\frac{1}{4}$ Stein und $\frac{3}{4}$ Stein. Die Verzahnung zeigt gleichmäßig $\frac{1}{4}$ Stein tiefe Lücken.

Die lothrechte Endigung ist durch Einlegen von 2 Dreiquartieren an den Enden der Läuferfichten erzielt (Fig. 27); das Ansichtsmuster ist schraffirt angegeben. Die lothrechte Endigung kann auch durch Einlegen von Längsquartieren hinter den ersten Bindern der Binderschichten hergestellt werden (Fig. 26). Die Verwendung von Dreiquartieren ist aber aus den früher angegebenen Gründen vorzuziehen.

Fig. 26.



Bei der 2 Stein starken Mauer (Fig. 25 u. 28) sind beide Außenseiten gleich denen der 1 Stein starken Mauer gebildet. In den Binderschichten liegen zwei Reihen Binder hinter einander und bilden so die Mauerdicke; die Stosfugen der Binder treffen auf einander; sie gehen in einer Linie durch die Mauer hindurch; sie schneiden sich. In den Läuferfichten liegen nur Läufer an den Außenseiten der Mauer; der Zwischenraum zwischen denselben wird durch eine Reihe Binder ausgefüllt, die so gelegt sind, daß die im Mauerhaupt sichtbar werdenden Stosfugen auch in dieser Schicht durch die Mauer hindurchgehen und die Binder dieser Schicht gegen die der vorhergehenden um $\frac{1}{4}$ Steinlänge verschoben sind.

Fig. 27.

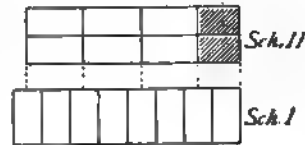
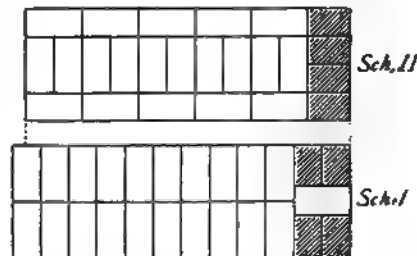
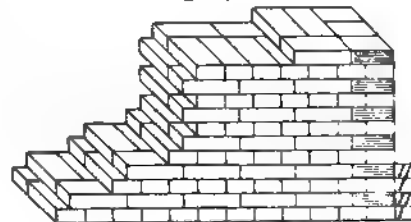


Fig. 28.



Die lothrechte Endigung der Mauer wird so hergestellt, daß in den Läuferfichten vier Dreiquartiere hinter einander liegen, in dieser Weise die Mauerdicke ergeben und den Verband einrichten. In den Binderschichten sind die ersten beiden Binder jeder Seite nicht ganze Steine, sondern Dreiquartiere, zwischen denen dann ein ganzer Stein den Rest der Mauerdicke ausfüllt, so daß auch an dieser Stelle keine Stosfuge lothrecht durch mehrere Schichten durchgeht.

Fig. 29.



In ganz ähnlicher Weise gestaltet sich der Blockverband für die 3 Stein, 4 Stein etc. starken Mauern oder für alle diejenigen, deren Dicke einer Anzahl von ganzen Steinen oder einer geraden Anzahl von Steinbreiten entspricht. Alle in den Außenseiten sichtbaren Stosfugen gehen durch die Mauer hindurch; in den Binderschichten liegen so viele Binder hinter einander, als die Mauerdicke verlangt, und im Inneren der Läuferfichten eben so viele Binder weniger

einem. Die lothrechte Mauerendigung wird dadurch erzielt, daß am Ende der Läuferfichten so viele Dreiquartiere, als die Mauerdicke Steinbreiten enthält, hinter einander als Läufer zu liegen kommen und an den Enden der Binderfichten auf jeder Seite der Mauer ein Dreiquartier-Binderpaar und zwischen diesen im Inneren so viele ganze Steine wie dazwischen gehen.

Bei den Mauern, die zur Dicke eine ungerade Zahl von Steinbreiten haben, also bei $1\frac{1}{2}$, $2\frac{1}{2}$, $3\frac{1}{2}$ etc. Stein starken Mauern, ändert sich der Blockverband in der

Fig. 30.

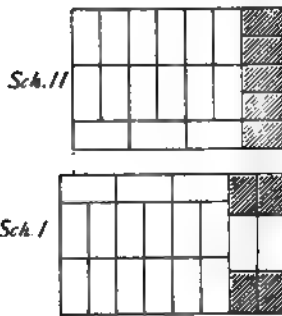
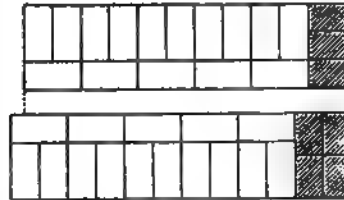


Fig. 31.



Weise, daß nicht eigentliche Binder- und Läuferfichten mit einander abwechseln, sondern daß alle Schichten einander gleich sind und sämtlich Läufer-

reihen enthalten, nur diese regelmäßig abwechselnd auf entgegengesetzten Seiten der Mauer. Bloß die in den Läuferreihen sichtbar werdenden Stosfugen gehen

durch die ganze Mauerdicke hindurch. Es schneiden sich also nicht alle Fugen. Fig. 29 giebt als Beispiel eine $1\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer.

Ganz eben so werden die stärkeren Mauern gebildet, nur daß einer Läuferbreite genügend viele hinter einander liegende Binderreihen hinzuzufügen sind.

Fig. 32.

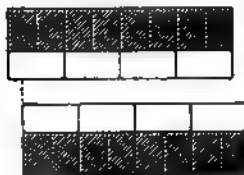
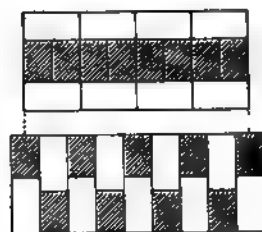


Fig. 33.



Die lothrechte Endigung der $1\frac{1}{2}$ Stein starken Mauer ist in Fig. 31 dargestellt. In der Schicht I geben zwei hinter einander liegende Dreiquartier-Binderpaare die Mauerstärke, in der Schicht II drei als Läufer hinter einander liegende Dreiquartiere.

Ganz ähnlich ist es bei den stärkeren Mauern, wie das Beispiel einer $2\frac{1}{2}$ Stein starken Mauer (Fig. 30) zeigt. In den Schichten I treten zwischen die Dreiquartier-Binderpaare genügend viele Binderpaare von ganzen Steinen; die Schichten II zeigen dagegen so viele Dreiquartiere, als die Mauer Steinbreiten zur Dicke hat, hinter einander als Läufer. Es gelten also für die lothrechte Endigung der Mauern von einer Dicke, die einer ungeraden Zahl von Steinbreiten entspricht, genau dieselben Regeln wie für Mauern, die eine gerade Zahl von Steinbreiten zur Dicke haben.

Hat man geformte Dreiquartiere zur Verfügung, so lassen sich mit deren Hilfe, wie schon früher an-

geführt worden, auch $1\frac{1}{4}$, $1\frac{3}{4}$ Stein starke Mauern herstellen. Neben stehend werden in Fig. 32 u. 33 ²⁴⁾ zwei dergleichen Beispiele gegeben; die Mauerenden lassen sich für diese Mauerstärken nicht ganz correct herstellen.

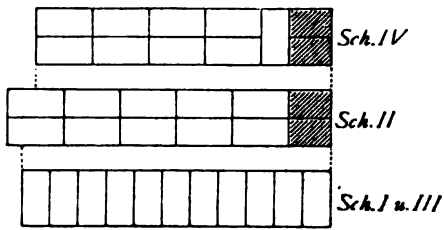
Fig. 34.

38.
Kreuzverband.

Beim Kreuzverband wechseln, wie beim Blockverband, regelmäßig Läuferfichten und Binderfichten mit einander ab, deren Stosfugen gegenseitig um $\frac{1}{4}$ Steinlängen verschoben sind; außerdem sind aber die Läuferreihen abwechselnd um $\frac{1}{2}$ Steinlänge gegen einander verschoben, so daß die Stos-

²⁴⁾ Nach: GOTTFREDT, R. Lehrbuch der Hochbau-Constructionen. I. Theil. Berlin 1880. S. 48.

Fig. 35.



fugen einer Läuferreihe auf die Mitten der Läufer der nächst darauf folgenden und nächst darunter liegenden Läuferfchicht treffen (siehe die 1 Stein starke Mauer in Fig. 34 u. 35). Es wird dies erreicht durch Einschaltung eines Binders bei der 1 Stein starken Mauer vor dem Ende der vierten Schicht (natürlich einer Läuferfchicht). Zur Anlage des Kreuzverbandes einer 1 Stein starken Mauer sind also immer drei verschiedene Schichten nothwendig; die Binderschichten *I* und *III* sind immer einander gleich; die Läuferfchichten *II* und *IV* wechseln regelmäfsig mit einander ab. Sonst ist die Anlage der Schichten und der Endabfchlufs, wie beim Blockverband.

Als äufsere Merkmale des Kreuzverbandes ergeben sich die isolirten Kreuze des Verbandmusters (durch Schraffur in Fig. 34 angedeutet), ferner die gleichmäfsige Abtreppung (beim Blockverband in ungleichen Stufen) und doppelt abgestufte Lücken in der Verzahnung (beim Blockverband einfach abgestufte Lücken). Die Abtreppung läfst sich so viele Male nach beiden Richtungen in der Maueransicht zeichnen, als ganze Läufer in einer Schicht liegen.

Auch bei den stärkeren Mauern, deren Dicke einer geraden Anzahl von Steinbreiten entspricht, ist die Verbandanlage der ersten drei Schichten genau wie beim Blockverband; nur jede vierte Schicht zeigt die Einschaltung von Zweiquartieren in den Läuferreihen vor den am Ende liegenden Dreiquartern, um das Kreuzverbandmuster herzustellen. Als Beispiel sind in Fig. 36 die zur Herstellung einer 2 Stein starken Mauer nothwendigen Schichten gegeben.

Etwas anders ist es bei den Mauern, die in ihrer Dicke eine ungerade Anzahl von Steinbreiten enthalten. Bei diesen sind nur die ersten beiden Schichten gleich denen des Blockverbandes; die beiden folgenden enthalten in den Läuferreihen ein Zweiquartier vor den Dreiquartern am Ende der Mauer. Dann beginnt der Turnus von Neuem. Es sind also in diesen Fällen (als Beispiel ist in Fig. 37 eine $1\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer gegeben) vier verschiedene Schichten nothwendig, und zwar damit das Kreuzverbandmuster auf beiden Seiten der Mauer sich ergibt.

Nach *Rankine* besteht der englische Verband darin, dafs man periodisch ganze Schichten von Läufern und Bindern legt. Er begreift also den Block- und Kreuzverband in sich, bei welchen der Wechsel regelmäfsig in einer Schicht um die andere erfolgt. Manchmal kommt er aber auch so vor, dafs auf eine Binderschicht mehrere Läuferfchichten folgen. Fig. 38 zeigt eine 1 Stein starke Mauer, bei welcher nach

Fig. 36.

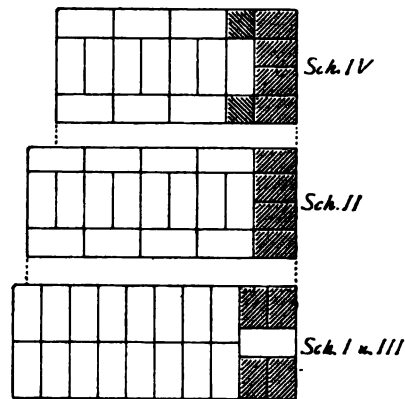


Fig. 37.

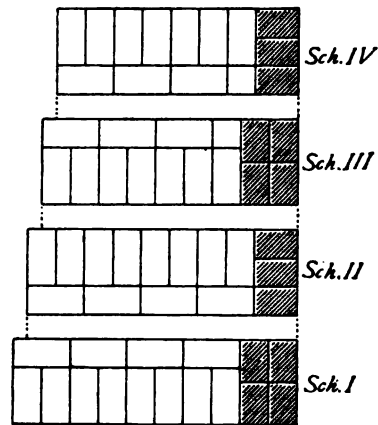
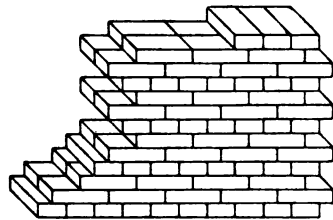


Fig. 38.



einer Binderschicht zwei Läuferfächichten kommen. Es läßt dieses ähnlichen, eine Abweichung von der bei allen regelrechten Zibefolgenden Regel erkennen, daß in über einander liegenden Schifugen auf einander fallen dürfen. Hier treffen die gedeckten Stofschichten in der ganzen Länge der Mauer auf einander.

30.
Polnischer
Verband.

Der polnische oder gothische Verband charakterisirt sich dadurch, daß die Schichten Läufer und Binder im Mauerhaupt sichtbar werden.] sind Beispiele von 1 Stein und $1\frac{1}{2}$ Stein starken Mauern gegeben, welche denselben hervorheben, leidet dieser Verband an demselben Fehler, wie der beschriebene englische. Es treffen nämlich die gedeckten Stofschichten

Fig. 39.

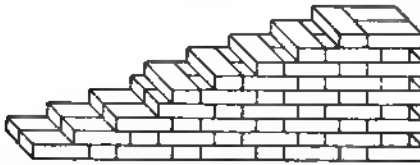
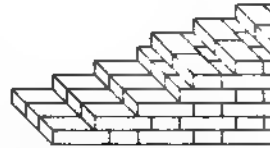


Fig. 40.



einander liegenden Schichten, hier allerdings nur theilweise, dafür die Höhe der Mauer durchgehend, auf einander. Bei der $1\frac{1}{2}$ Stein starken Mauer noch hinzu, daß die Binder aus zwei hinter einander liegenden Dreiquartieren bestehen, die also die unter ihnen liegenden Läufer nur um $\frac{1}{4}$ Steinlänge überbunden. Beim Block- und Kreuzverband der Tiefe der Mauer nach immer um eine Steinlänge überbunden wird. Die Verwendung von so vielen Dreiquartieren ist auch dem Grundsatz, daß möglichst viele ganze Steine zum Mauerbau werden sollen. Hat man nicht geformte Dreiquartiere, so wird die Ausführung auch kostspielig. Man sieht hiernach, daß dieser Verband für massive Backsteinmauern nicht empfohlen werden kann; dagegen ergibt sich, daß er bei Verblendungen und hohlen Mauern recht wohl anwendbar ist. Er wird dann aber häufig dahin verändert, daß zwischen die Binder Läufer gelegt werden.

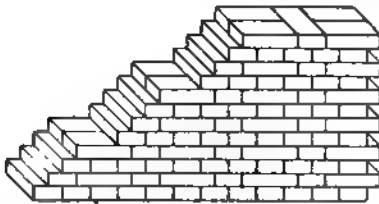
In England, wo dieser Verband den Namen flämischer Verband führt, ist er wegen häufig zur Anwendung gebracht.

Die Verzahnung ist bei diesem Verband dieselbe, wie beim Kreuzverband, nämlich mit $\frac{1}{4}$ Stein tiefen Lücken; die Abtreppung ist ebenfalls gleichmäßig, aber mit $\frac{3}{4}$ Stein.

31.
Holländischer
Verband.

Beim holländischen Verband wechseln Binderschichten mit Läuferfächichten, so daß in der Ansicht nur Läufer zu sehen sind, welche in der Mitte der Binderschichten liegen. Dadurch wird der polnische Verband (Aufeinanderfugen) vermieden, wie dies die in Fig. 41. 1 Stein starke Mauer zeigt. Bei der $1\frac{1}{2}$ Stein starken Mauer wird aber der Verbrauch noch bedeutender, als beim polnischen Verband.

Fig. 41.



Die Verzahnung ist gleichmäßig, die Abtreppung zeigt die Lücken, die von drei aufeinander folgenden $\frac{1}{4}$ Stein einer $\frac{3}{4}$ Stein breiten.

32.
Stromverband.

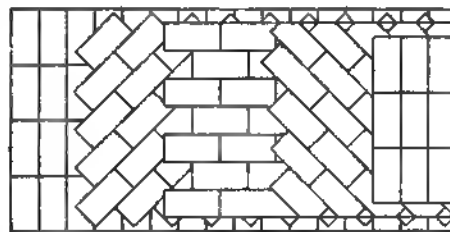
Der sog. Strom- oder Festungsverband ist nur für sehr starke Mauern geeignet, wie deren im eigentlichen Hochbau, außer bei Fundamenten, selten vorkommt, gelangt besonders beim Wasser- und Festungsbau zur Verwendung.

mauern, und ist in dem Bestreben erfunden worden, eine möglichst grofse Verwechslung oder verschiedenartige Lage der Stofsfugen innerhalb des Mauerkörpers zu erhalten. Zu diesem Zwecke hat

Fig. 42.

man auf zwei gewöhnliche Schichten des Kreuz- oder Blockverbandes mehrere Schichten von sich kreuzenden Schräglagen (Stromlagen, Schmieglagen, Kreuzlagen, Diagonalschichten) folgen lassen, nach einigen Schriftstellern vier dergleichen, besser wohl aber nur zwei, weil dann eine Wiederkehr derselben Stofsfugenanordnung nur alle vier Schichten stattfindet (Fig. 42). Die Schräglagen bilden mit den Mauerfronten Winkel von 45 Grad oder besser 60 Grad; äußerlich sind sie mit dem Block- oder Kreuzverband zugehörigen Steinreihen verkleidet. Der Anschluß an die letzteren erfolgt mit spitzwinkligen Stücken, die wohl zweckmäßiger Weise als Formsteine (nach *Heufinger v. Waldegg* Klampfteine genannt) bezogen werden.

Fig. 43.



Für abgetrepte Fundamente in diesem Verbands kann man der Verkleidungsschichten und der Vollendung der Schrägschichten mit Formsteinen entbehren. Es folgt auf eine gerade Schicht nur eine Schrägschicht (Fig. 43), dann wieder eine gerade Schicht und auf diese eine Schrägschicht in einer der ersten entgegengesetzten Richtung. Die geraden Schichten werden immer um eine halbe Steinlänge schmaler²⁵⁾. Sie können abwechselnd aus lauter Bindern oder aus lauter Läufern zusammengesetzt werden.

Die figurirten Verbände werden gewählt, um mit ihnen Wandflächen zu decoriren. Es kann dies entweder so geschehen, daß man:

33.
Figurirter
Verband.

α) die beschriebenen oder annähernd nach den Regeln derselben gebildeten Verbände nach ihrem Muster oder sich aus denselben ergebenden Motiven in verschiedenfarbigen Steinen ausführt, oder daß man

β) beliebige neue Muster erfindet, deren Fugenlinien decorativ wirken sollen, oder daß man

γ) beide Methoden verbindet.

Die Ausführungsweisen unter β geben häufig beim Aufgeben der horizontalen Schichtung Anordnungen, die sich, sobald man stärkere Mauern haben will, schwer mit einer Hintermauerung verbinden lassen und die sich daher mehr nur zu schwachen Ausmauerungen von Fachwerken eignen.

Zu den in figurirten Verbänden ausgeführten Mauern gehören auch die durchbrochenen.

Da die figurirten Verbände sich in außerordentlicher Mannigfaltigkeit bilden lassen und dieselben mehr dem Gebiete der Formenlehre angehören, so würde hier

²⁵⁾ Siehe: MÖLLER, H. Die Maurerkunst. 3. Aufl. Leipzig 1879. S. 87.

das Vorführen von Beispielen nicht angebracht sein. Es dürfte genügen, unten ²⁶⁾ auf einige hauptsächlich in Betracht kommenden Werke zu verweisen.

34.
Vergleich
der
verschiedenen
Verbände.

Vergleichen wir die Verbände mit Rücksicht auf den im 1. Kapitel aufgestellten ersten Hauptgrundsatz für alle Steinverbände: daß nämlich in zwei auf einander folgenden Schichten keine Stoßflächen auf einander treffen dürfen, so ergibt sich, daß alle Verbände mit Ausnahme des als englischen bezeichneten und des polnischen oder gothischen Verbandes diesem Grundsatz genügen, also in dieser Beziehung gleichwerthig sind. Anders verhält es sich, wenn wir den zweiten Grundsatz: daß ein Verband um so fester sein wird, je weniger Stoßflächen innerhalb der Ausdehnung eines Mauerwerkes in eine zur Hauptdruckrichtung parallele Ebene fallen, mit zum Vergleiche heranziehen. In Folge der verschiedenen Anordnungen werden sich die Verbände für die verschiedenen möglichen Druckrichtungen verschieden schätzen lassen. Die Hauptdruckrichtungen können entweder in eine zur Mauerflucht parallele oder in eine zu derselben senkrechte, auf den Lagerfugenflächen normal stehende Ebene fallen. Fälle, bei denen die Drücke in schräg zur Mauerrichtung stehenden Ebenen liegen, lassen sich durch Kräftezerlegung auf jene beiden anderen Fälle zurückführen. Da wir hier nur die gewöhnliche horizontale Lagerung der Schichten in Betracht ziehen wollen, so sind jene Druckrichtungsebenen lothrechte. Die lothrechte Richtung des Druckes gehört beiden Druckrichtungsebenen gemeinschaftlich an; sie hat uns daher zunächst zu interessiren.

Aus der Betrachtung der Verbände ergibt sich, daß für die lothrechte Druckrichtung der vortheilhafteste Verband der Strom- oder Festungsverband und nach diesem der Kreuzverband sein muß, weil bei diesen die Lage der Stoßfugen am meisten wechselt. Der erstere kann für Hochbauten zu selten in Anwendung kommen, so daß also für diesen Fall der Kreuzverband obenan steht. Ihm gleich kommen würde der englische Verband, wenn er nicht den schon besprochenen, hier gerade sehr wesentlichen Fehler hätte.

Drücke, die in der Längen- oder Querrichtung auf ein Mauerwerk wirken, werden die Zugfestigkeit der Schichten in Anspruch nehmen. Diese ist um so größer, je weniger Stoßfugen die Druckrichtung durchschneidet, d. h. je mehr Steine mit ihrer Längendimension in der Druckrichtung liegen. Für Drücke in der Längenrichtung wird demnach als der ungünstigste Verband der Binderverband zu bezeichnen sein. Blockverband und Kreuzverband haben gleich viele Läufer in der Längenrichtung, werden also als gleich fest angesehen werden müssen. Betrachten wir indess diese beiden Verbände etwas näher, und zwar in Beziehung auf die Gestaltung der möglichen Trennungsflächen, so erweist sich für diesen Fall der Druckrichtung der Blockverband etwas günstiger, weil in Folge der ihm eigenthümlichen ungleichförmigen Abtreppung die Trennungsfläche verhältnißmäßig mehr Ausdehnung erhält, sonach bei ihm mehr Reibung überwunden werden muß, als beim Kreuzverband mit seiner gleichförmigen Abtreppung (siehe Fig. 44 u. 45). Vorausgesetzt wird hierbei natürlich immer, daß der Ziegel fester, als die Mörtelfuge ist, wie ja überhaupt bei der Feststellung einer

²⁶⁾ FLEISCHINGER, A. F. u. W. A. BECKER. Systematische Darstellung der im Gebiete der Landbaukunst vorkommenden Constructionen etc. I. Abth. Die Mauerwerks- oder Stein-Constructionen. Berlin 1859.

ADLER, F. Mittelalterliche Backsteinbauwerke des preussischen Staates. Berlin 1859.

GRUNER, L. *Terracotta architecture of North Italy* (12.—16. cent.). London 1867.

DEGEN, L. Der Ziegelrohbau. München 1859—65.

BETHKE, H. Decorativer Ziegelbau ohne Mörtelputz. Stuttgart 1877.

CHABAT, P. *La brique et la terre cuite*. Paris 1881.

LACROUX, J. *La brique ordinaire*. Paris 1883—84.

relativ besten Verbandanordnung die Verbindung durch den Mörtel nicht zu berücksichtigen ist.

Einem Druck, dessen Richtungsebene normal zur Mauerrichtung steht, der also die Querfestigkeit der Mauer beansprucht, wird

dagegen der Binderverband den meisten Widerstand entgegenzusetzen. Blockverband und Kreuzverband sind für diesen Fall ganz gleichwerthig, weil der Mauerquerschnitt bei beiden ganz gleich gestaltet ist (siehe Fig. 46, Querschnitt einer 2 Stein starken Mauer in Block- oder Kreuzverband). Sie stehen auch dem Binderverband nicht viel nach, und bei stärkeren Mauern wird dieser Unterschied verschwindend klein, weil nach ihnen das Innere der Mauer ja auch, wie beim Binderverband, aus lauter Bindern besteht.

Nach Rankine²⁷⁾ sollte die Anzahl von Läufer- und Binderschichten von der relativen Wichtigkeit der Längen- oder Querfestigkeit abhängen. Nach ihm ist das Verhältniß von einer Binderficht auf je zwei Läuferfichten dasjenige, welches der Mauer gleiche Zugfestigkeit in der Längen-, wie in der Querrichtung verleiht und welches sonach in gewöhnlichen Fällen als das beste angesehen werden kann. Er sagt weiter: »Bei einer Fabrikecke ist Festigkeit in der Längenrichtung, welche einer Kraft, die den Schornstein zu spalten strebt, widersteht, von größerer Wichtigkeit, als wie die Festigkeit in der Querrichtung; deshalb ist es bei solchen Bauten rätlich, verhältnißmäßig mehr Läufer, also drei bis vier Läuferfichten auf eine Binderficht anzuwenden.«

Jedenfalls wird bei einem derartigen Verband die Abweichung vom ersten Hauptgrundsatz für alle Verbände sehr groß. Weiter ist zu berücksichtigen, daß die lothrechte Druckrichtung schon durch das Eigengewicht des Materials, außerdem aber durch Gebälke und deren Belastungen, die bei Weitem häufigste ist und diese nicht bloß einen Verband in der Längenrichtung, sondern auch in der Querrichtung verlangt. Es wird daher für die gewöhnlichen Fälle dem Kreuzverband sein Vorzug gewahrt bleiben müssen. Der Vorzug des Kreuzverbandes vor dem Blockverband wird übrigens nur bei schwächeren Mauern entschieden zum Ausdruck gelangen, da bei stärkeren Mauern der Unterschied zwischen beiden Verbänden nur in den $\frac{1}{2}$ Stein breiten Läuferreihen vorhanden ist, also nicht stark in das Gewicht fallen kann.

Lothrechten Drücken auf eine Mauer gleich zu achten sind Beanspruchungen derselben, die in Folge von ungleichen Senkungen des Fundamentes zu Stande kommen.

Drücke in der Längenrichtung der Mauer ergeben sich im Hochbau meist durch Ueberwölbung von Oeffnungen in derselben, Drücke in der Querrichtung durch gegen dieselbe gespannte Gewölbe und Bogen, für welche speciellen Fälle sich der Blockverband, bezw. der Binderverband als die günstigsten Verbände herausstellten; der Kreuzverband steht ihnen aber auch hier nicht viel nach. Da aber diese Beanspruchungen in der Regel combinirt mit der in lothrechter Richtung auftreten und für diesen häufigsten Fall der Kreuzverband der günstigste ist, so erscheint der Vorzug, der demselben in der Regel vor den übrigen eingeräumt wird, als begründet.

Auf die Mauern können unter Umständen auch Drücke in horizontalem Sinne oder parallel den Lagerfugenflächen einwirken. Da diese immer durchgehen, so sind für diesen Fall alle Verbände gleichwerthig. Treten solche Drücke isolirt auf, so daß durch dieselben nur einzelne Stellen betroffen werden, so werden um so weniger schädliche Verrückungen eintreten, je mehr Verband innerhalb der einzelnen Schichten vorhanden ist, d. h. je weniger Stofsfugen durch die ganze Schicht hindurch laufen.

Fig. 44.

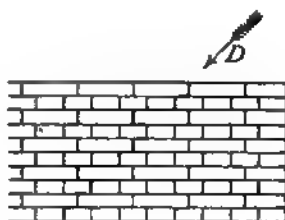


Fig. 45.

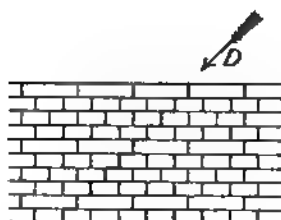


Fig. 46.

²⁷⁾ In: Handbuch der Bauingenieurkunst. Deutsch von F. KEBUTER. Wien 1880. S. 431.

2) Zusammenstoß von Mauern unter rechtem Winkel.

Geschlossene Räume ergeben sich durch den Zusammenstoß von Mauern. Dieser erfolgt meist unter rechtem Winkel und kann in der Weise stattfinden, daß zwei Mauern entweder eine Ecke bilden oder daß eine Mauer auf die Flucht einer anderen trifft oder daß sie sich durchkreuzen. Alle diese Fälle lassen sich zurückführen auf die schon besprochene Herstellung der lothrechten Endigung einer Mauer ²⁵⁾, nur daß hier der Abschluß der einzelnen Schichten abwechselnd in der einen und der anderen Mauer aufzufuchen ist. Es sollen die einzelnen Fälle für die verschiedenen Mauerstärken für sich behandelt werden, aber nur für den Block- und den Kreuzverband und nur für Verwendung von Dreiquartieren zur Herstellung des Schichtenabschlusses.

Befolgt man bei der Anlage von ganzen Mauerſyſtemen die Regel, eine in derſelben Höhe durchlaufende Schicht in den parallel laufenden Mauern nur als Binderſchicht oder nur als Läuferſchicht auszuführen, ſo ergiebt ſich daraus, daß an

Fig. 49.

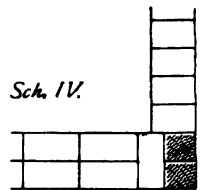
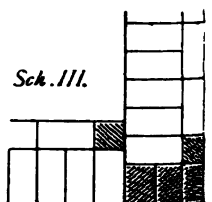
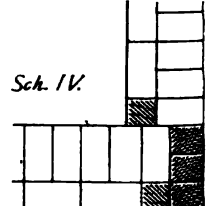


Fig. 51.



²⁸⁾ Siehe Art. 25 bis 28 (S. 23 bis 27).

einer Ecke eine Binderschicht mit einer Läuferfchicht zusammentreffen muß. Es gilt dies auch für Mauerstärken, die einer ungeraden Zahl von Steinbreiten entsprechen, wenn man nur consequent die Bezeichnung Läufer- oder Binderschicht von einer Seite der Mauer ableitet. Die Herstellung des Eckverbandes erfolgt dann in der Weise, daß man immer die Läuferfchicht bis zur anderen Mauerflucht durchlaufen läßt (siehe das Schema in Fig. 47) und dort nach den Regeln abschließt, wie sie für die lothrechte Endigung der Mauern gegeben worden sind, d. h. dort so viele Dreiquartiere als Läufer neben einander legt, als die betreffende Mauer Steinbreiten zur Dicke hat. Es erscheinen diese dann als Binder in der anderen Mauerflucht. Eine Ausnahme macht nur die Ecke von $\frac{1}{2}$ Stein starken Mauern, bei welcher die Schichten durch ganze Steine geschlossen werden, der sog. Schornsteinverband (siehe Fig. 48). Als Beispiele mögen neben stehend dienen: die rechtwinkelige Ecke von zwei 1 Stein starken (Fig. 49), 2 Stein starken (Fig. 50), $1\frac{1}{2}$ Stein starken (Fig. 51) Mauern, so wie die Ecke, gebildet von einer $1\frac{1}{2}$ Stein starken und einer 2 Stein starken Mauer (Fig. 52). In diesen Beispielen sind die Schichten I und II zur Herstellung des Blockverbandes, die Schichten I bis IV zur Herstellung des Kreuzverbandes auf allen Seiten erforderlich. Aus diesen Abbildungen ist ersichtlich, daß immer die innere Flucht der Läuferfchicht der einen Mauer als Stoßfuge durch die andere Mauer hindurch geht, und daß die der inneren Ecke (dem Winkel) zunächst liegende durchgehende Stoßfuge der Läuferfchicht um $\frac{1}{4}$ Stein vom Winkel entfernt liegt (siehe das Schema in Fig. 47).

Der zweite Fall, daß eine Mauer rechtwinkelig auf die Flucht einer anderen trifft, kommt gewöhnlich beim Anstoß von Scheidemauern an eine Umfassungs- oder Mittelmauer vor. Wir wollen die erstere daher kurzweg Scheidemauer nennen. Es gelten hier ähnliche Gesetze, wie bei der rechtwinkeligen Ecke. Man läßt die Läuferfchicht der einen Mauer (der Scheidemauer) bis zur äußeren Flucht der anderen (der Hauptmauer) hindurchlaufen, bezw. diese mit der inneren Flucht am Ende der Scheidemauer vorübergehen (siehe das Schema in Fig. 53). Nur die Läuferfchichten der Scheidemauer erfordern am Zusammenstoß die Endigung mit Dreiquartieren, von denen wieder so viele am Ende neben einander angeordnet werden, als die Scheidemauer Steinbreiten in der Dicke zählt. Eine Ausnahme machen hier die Fälle, in denen zwei $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauern zusammenstoßen (Fig. 54) oder eine $\frac{1}{2}$ Stein starke Scheidemauer auf eine stärkere Mauer trifft (Fig. 55).

37.
Anschluß
einer Mauer
an eine
andere.

Fig. 52.

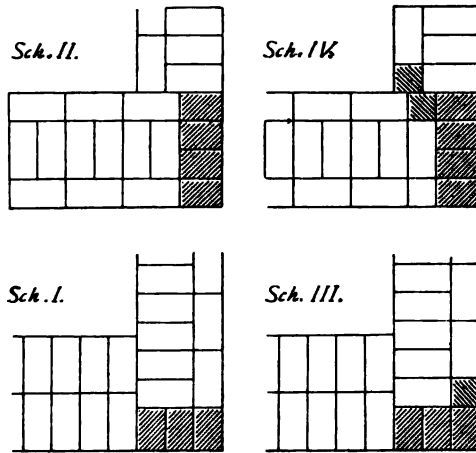


Fig. 53.

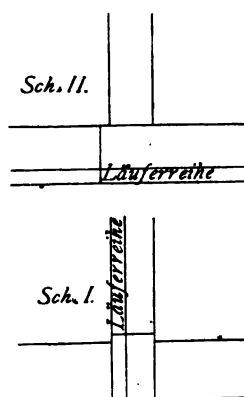


Fig. 54.

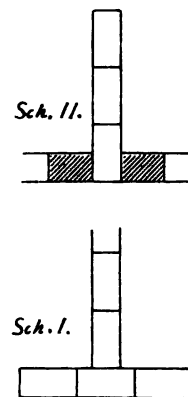
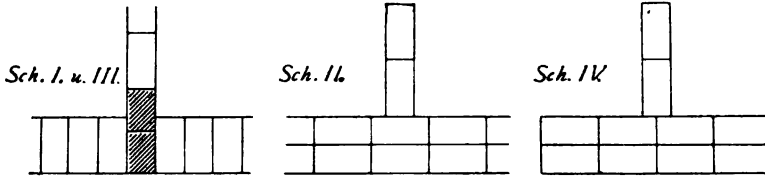


Fig. 55.



Im ersteren Falle werden zu beiden Seiten der durchgehenden Schicht der Scheidemauer Dreiquartiere erforderlich. Im zweiten Falle (die stärkere Mauer in Fig. 55 ist 1 Stein stark angenommen) müssen in

der durchgehenden Schicht der $\frac{1}{2}$ Stein starken Scheidemauer zwei Dreiquartiere als Läufer hinter einander gelegt werden. In allen anderen Fällen gilt die angegebene Regel, zu der noch kommt, daß die den Winkeln zunächst liegenden durchgehenden Stoszfugen der durchlaufenden Schichten gegen die Fluchten

Fig. 56.

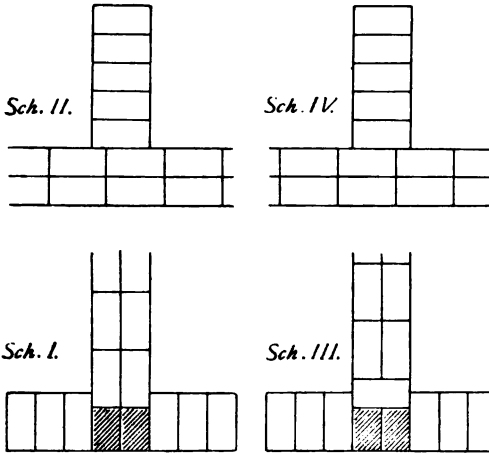
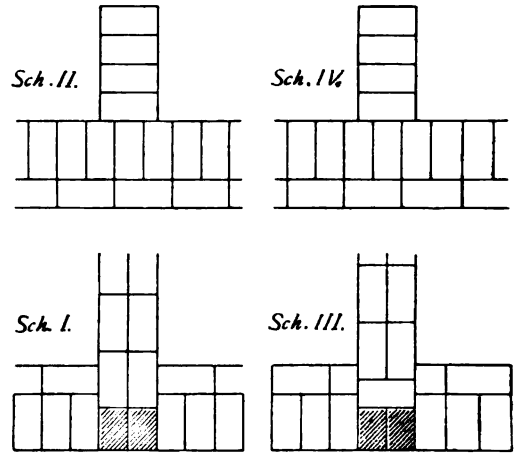


Fig. 57.



der stumpf anstoßenden Schicht um $\frac{1}{4}$ Steinlänge verschoben sind. Die Beispiele in Fig. 56 bis 59 verdeutlichen dies. Die Schichten I und II genügen zur Herstellung des Blockverbandes, während die Schichten I bis IV zur Herstellung des Kreuzverbandes notwendig sind.

Fig. 58.

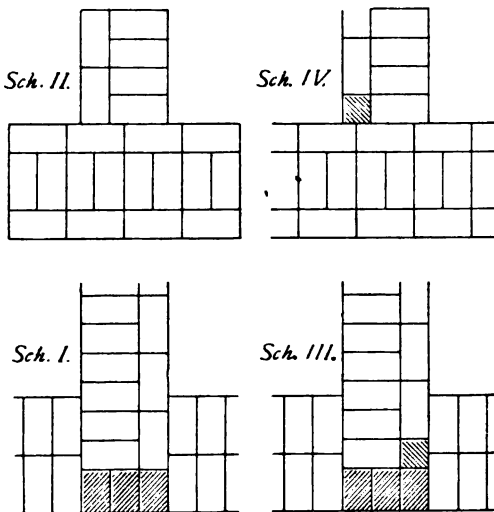
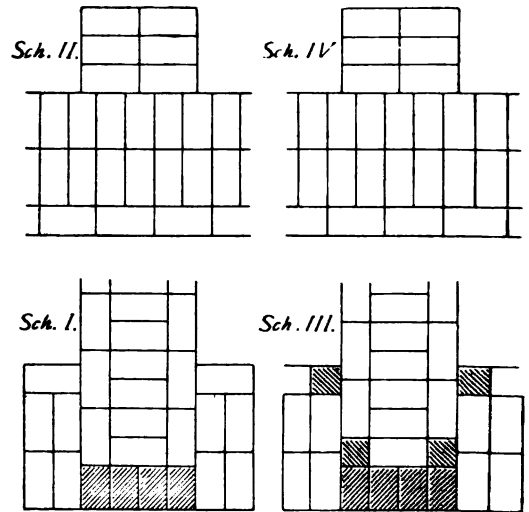


Fig. 59.



Auch für den dritten Fall, der rechtwinkligen Durchkreuzung von Mauern, sind ähnliche Regeln maßgebend. Man läßt die Läuferfichten ungestört durch die andere Mauer hindurchgehen und hat nur darauf Acht zu geben, daß die den Winkeln zunächst befindlichen durchgehenden Stoßfugen derselben um $\frac{1}{4}$ Steinlänge von den Winkeln entfernt liegen (siehe das Schema in Fig. 60). Fig. 61 bietet ein normales Beispiel hierfür. Nur in denjenigen Fällen, in denen eine $\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer eine gleich starke oder eine stärkere durchkreuzt, sind Abweichungen in der Verbandanlage der $\frac{1}{2}$ Stein starken Mauern notwendig. Es müssen Dreiquartiere angeordnet werden, um den regelrechten Stoßfugenwechsel der über einander folgenden Schichten herbeizuführen (Fig. 62 u. 63). Für den Blockverband braucht man nur die Schichten I und II, für den allseitigen Kreuzverband die Schichten I bis IV.

Fig. 61.

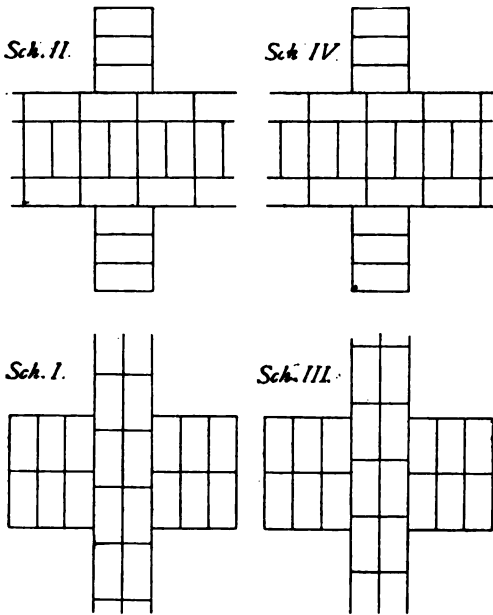
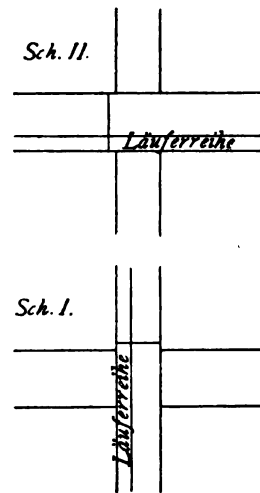
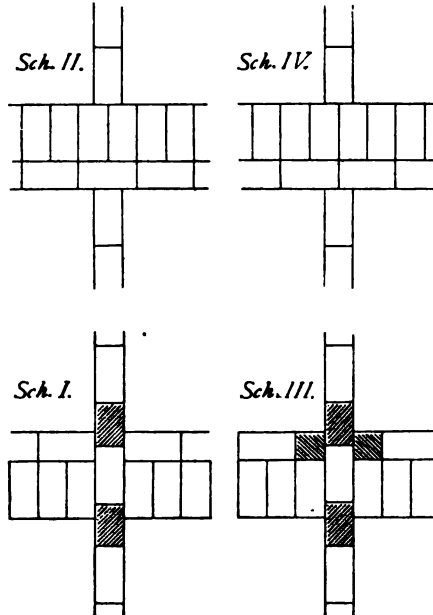


Fig. 60.



38.
Durchkreuzung
von
zwei Mauern.

Fig. 62.



Bei der Durchkreuzung von Mauern tritt häufig der Fall ein, daß sich über den Kreuzungspunkt hinaus die Mauerstärken verändern. Hierbei sind die für den Anschluß von Scheidemauern und

Fig. 63.

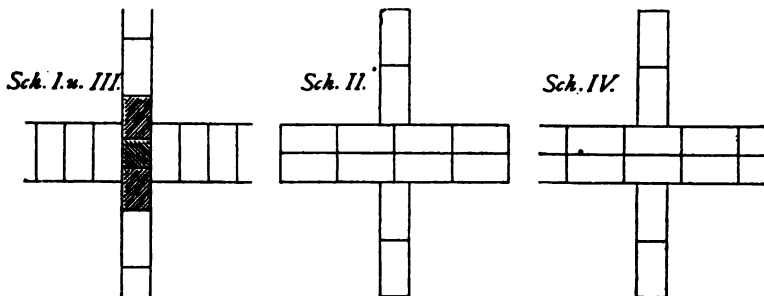
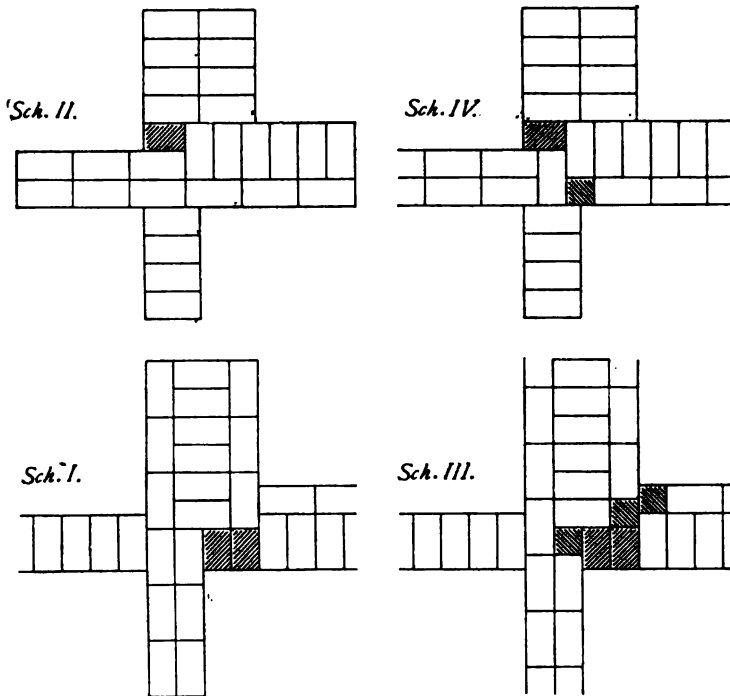


Fig. 64.



für die Durchkreuzung vorgeführten Regeln combinirt zu verwenden. Man läßt die Läuferfichten durchgehen und schließt sie da, wo sie nicht weiter laufen können, mit Drei-
quartieren ab. Auch ist immer wieder darauf genau zu achten, daß die durch eine Läuferficht durchgehenden Stoßfugen um $\frac{1}{4}$ Steinlänge gegen die Winkel verschoben sind. Ein Beispiel bietet Fig. 64 mit den für allseitigen Kreuzverband erforderlichen vier Schichten. Die richtige Anordnung

der Dreiquartiere ist bei derartigen complicirteren Fällen die Hauptfache.

3) Zusammenstoß von Mauern unter schiefen Winkeln.

39.
Mauerecke.

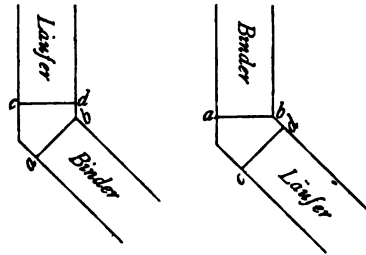
In den Gebäuden kommt häufig der Fall vor, daß zwei oder mehrere Mauern unter schiefen Winkeln zusammenstoßen. Handelt es sich dabei nur um zwei Mauern, so können diese wieder entweder eine Ecke bilden oder sich an einander anschließen oder sich durchkreuzen. Für diese Fälle gelten natürlich auch die allgemeinen Regeln für alle Ziegelverbände, insbesondere aber, so weit möglich, die Regeln für den rechtwinkligen Zusammenstoß. Die Eckanlage erfordert hier jedoch ganz besondere Aufmerksamkeit. Die schiefwinklige Ecke kann man der Natur der Sache nach nicht mit rechtwinkligen Steinen herstellen; sondern man muß die Steine nach dem zwischen den zusammenstoßenden Mauern vorhandenen Winkel verhauen, wenn man nicht besondere Formsteine verwenden kann. Die Beschaffung der letzteren wird sich empfehlen, wenn an einem Gebäude vielfach derselbe Winkel zwischen den Mauern vorkommt. In beiden Fällen dürfen aber diese Eckstücke nicht zu klein angenommen werden. Bei den zugehaenen Steinen müssen die in die äußeren Fluchten fallenden möglichst wenige verhaene Flächen nach außen hin erhalten, da durch das Verhaen die etwas angefinterte und deshalb besonders witterungsbeständige Außenkruste der Mauersteine entfernt wird. Eben so müssen dieselben möglichst genau zugehaen werden, was für die in das Innere der Mauer fallenden nicht ganz so nothwendig ist. Auf die Ecke darf niemals eine Stoßfuge treffen; auch sind spitze Winkel der Steine an den Außenflächen zu vermeiden. Alle Stoßfugen müssen wo möglich normal zu den Mauerfluchten stehen. Wie bei allen Ziegelverbänden ist auch hier der Stoßfugenverband immer einzuhalten, und es sind möglichst wenige Theilsteine zu verwenden. Am einfachsten sind die Aufgaben beim schiefwinkligen Zusammenstoß

von zwei Mauern zu lösen, wenn auch hier der Grundsatz fest gehalten wird, daß in einer und derselben Schicht an der Außenseite die Steine in der einen Mauer als Binder, in der anderen als Läufer liegen. Die einfachere und normalere Lösung läßt im Allgemeinen die stumpfwinkelige Ecke zu, die daher zuerst behandelt werden soll.

Der stumpfwinkelige Eckverband von gleich starken oder in ihrer Stärke wenig verschiedenen und nicht zu stumpfwinkelig auf einander treffenden Mauern (der Winkel darf ca. 135 Grad nicht übersteigen) läßt eine ähnliche Behandlung, wie der rechtwinkelige zu. Während man bei letzterer abwechselnd die inneren Fluchten beider Mauern als Stoßfugen durchgehen läßt, läßt man bei der stumpfwinkeligen Ecke von der inneren Ecke (dem Winkel) aus abwechselnd in den auf einander fallenden Schichten eine Stoßfuge normal zur einen und anderen Mauer ausgehen. Am zweckmäßigsten gehört diese durchlaufende Stoßfuge zur Binderfuge (die Bezeichnung Binder- oder Läuferfuge ist nach dem Aussehen der Schicht an der convexen Seite der Ecke zu wählen). Die dem Winkel zunächst liegenden Stoßfugen der Läuferfuge sind auch hier um $\frac{1}{4}$ Stein gegen den Winkel zu versetzen (siehe das Schema in Fig. 65, worin die Linien ab die vom Winkel aus normal zur Mauerflucht durchgehende, cd die um $\frac{1}{4}$ Stein versetzte Stoßfuge bedeuten). Unter Festhaltung der eben angegebenen Regeln bei gleich starken Mauern ergibt sich ein ganz gleich geformter Eckstein in allen Schichten, nur abwechselnd in umgekehrter Lage. Es erleichtert dies die Verwendung von Formsteinen.

40.
Stumpf-
winkelige
Ecke.

Fig. 65.



Die beiden äußeren Seiten des Ecksteines haben dabei eine Längendifferenz von $\frac{1}{4}$ Stein. Zugehauene Steine können nur dann in Anwendung gelangen, wenn die gewöhnliche Steinlänge ausreicht, was nur bei nicht sehr stumpfen Winkeln der Fall ist. Die Beispiele Fig. 66 bis 69 werden das Gefagte erläutern. Es sind in denselben aber nur die Schichten für den Blockverband gegeben; die für den Kreuzverband erforderlichen werden nach den früheren Beispielen leicht hinzuconstruiert werden können. Bei $\frac{1}{2}$ Stein starken

Fig. 66.

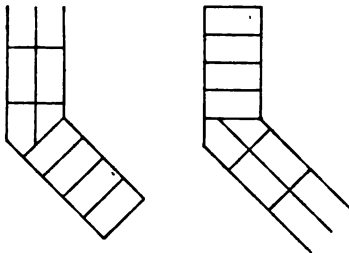


Fig. 67.

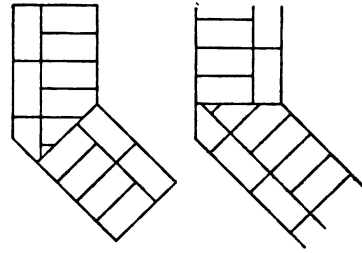


Fig. 68.

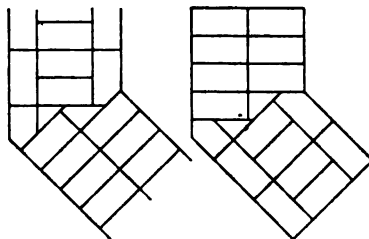
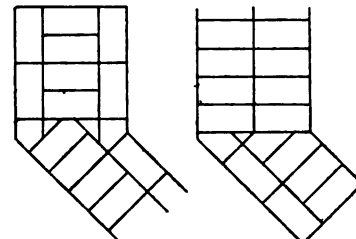


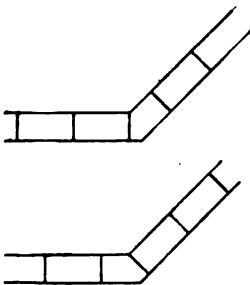
Fig. 69.



Mauern (Fig. 70) ist die dem Winkel zunächst liegende Stoßfuge um $\frac{1}{2}$ Stein von demselben entfernt.

Beim Zusammenstoß von sehr verschieden starken Mauern lassen sich die Eckverbände nicht in der angegebenen Weise herstellen, weil in diesen Fällen die eine vom Winkel normal ausgehende Stoßfuge entweder sehr nahe an die Ecke oder erst auf die Verlängerung der einen Mauerflucht trifft, also die andere unter spitzem

Fig. 70.



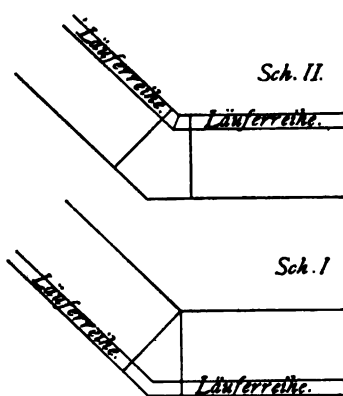
Winkel schneiden muß, was unzulässig ist. Man ordnet dann eine vom Winkel aus durchgehende Stoßfuge in der Binderfuge der schwächeren Mauer an, während man die in der darauf folgenden Schicht vom Winkel ausgehende Stoßfuge der stärkeren Mauer bis an die

äußere Läuferreihe der schwächeren gehen läßt. Die um $\frac{1}{4}$ Stein vom Winkel entfernten Stoßfugen gehen so weit, als dies der Verband möglich macht. Es genüge ein Beispiel (Fig. 71) für diesen Fall.

Will man an der Außenseite der Mauerecke das regelmäßige Verbandmuster bis ganz an die Ecke heranzuführen, was bei Backstein-Rohbauten in Frage kommen kann, so muß man auch mit der Bestimmung der Größe des Ecksteines den Anfang machen und diesen an der Läuferseite $\frac{3}{4}$ Stein lang und an der Binderseite $\frac{1}{2}$ Stein lang bemessen, wenn dies die Größe des Winkels bei der gewöhnlichen Steinlänge gestattet. Anderenfalls ist man gezwungen, besondere Formsteine anzuwenden. Aber auch dann ergibt sich in der Regel am inneren Winkel ein schlechter Verband.

Sind auf beiden Seiten der stumpfwinkigen Ecke die Schichten gleichartig, d. h. laufen in denselben Höhen Läuferreihen oder Binderreihen um die Ecke herum, so ist die Ver-

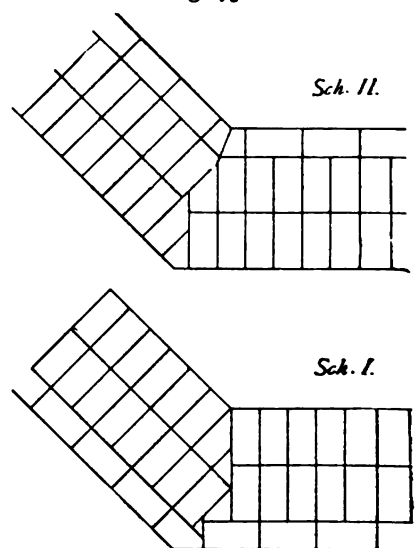
Fig. 72.



bandanlage dahin zu ändern, daß man vom Winkel nach beiden Mauerfluchten hin normale Stoßfugen in derselben Schicht ausgehen läßt, in der darauf folgenden Schicht ebenfalls zwei solche, die aber vom Winkel um $\frac{1}{4}$ Stein entfernt sind (siehe die Schichten I und II im Schema von Fig. 72). Für die Schicht I ist es zweckmäßig, daß an den inneren Fluchten der Mauern Binder liegen. In

der Schicht II kann man, um Formsteine am Winkel zu vermeiden, dieselbst die Läufer mit diagonalen Stoßfuge zusammenschneiden lassen. Fig. 73 giebt als Beispiel die stumpfwinkige Ecke zweier $2\frac{1}{2}$ Stein starken Mauern.

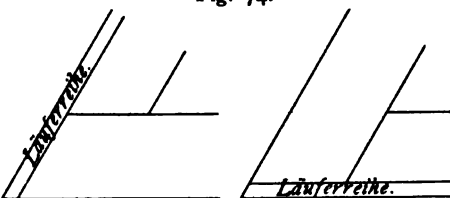
Fig. 73.



Der Eckverband der unter spitzem Winkel zusammentreffenden Mauern ist in

der Weise zu behandeln, daß man die äußere Läuferreihe der Läuferfuge bis zur Ecke fortlaufen läßt und mit dem nach dem gegebenen Winkel zugehauenen Eckstein schließt. Bis an diese Läuferreihe führt man die Binderfuge der anderen Mauer heran, so daß also die innere Flucht derselben bis

Fig. 74.



41.
Spitzwinklige
Ecke.

dahin als Stosfuge fortläuft.

Man sehe das Schema in Fig. 74, worin die eben gedachte Anordnung veranschaulicht ist.

Es ist hierbei also nach Möglichkeit das Princip der Bildung des rechtwinkligen Eckverbandes durchgeführt. Die Einrichtung des regelrechten Stosfugenwechsels zwischen den Schichten erzielt man dadurch, daß man die Länge l_1 des Ecksteines gleich macht der Länge b_1 des schräg zugehauenen Hauptes plus $\frac{1}{4}$ Stein ($l_1 = b_1 + \frac{1}{4} l$ in Fig. 75).

Derselbe Eckstein läßt sich dann in allen Schichten verwenden, nur abwechselnd in umgekehrter Lage. Fig. 76 u. 77 geben Beispiele für den Eckverband von zwei ungleich starken und zwei gleich starken Mauern.

Beim spitzwinkligen Zusammenstoß von zwei Mauern kann es, namentlich wenn der Winkel ziemlich klein ist, wünschenswerth erscheinen, dieselbe abzustumpfen oder zu coupiren. Ist die Coupirung so groß, daß der spitze Winkel im Inneren verschwindet, so hat man es dann mit drei Mauern und zwei stumpfwinkligen Ecken zu thun, also nicht mit etwas Neuem. Bleibt dagegen auf der Innenseite der spitze Winkel, so bietet dieser Fall Stoff zu besonderer Besprechung.

42.
Coupirte
spitzwinklige
Ecke.

An der Coupirungsfläche, die normal zur Halbierungslinie des spitzen Winkels zwischen den beiden Mauerfluchten zu legen ist, damit zwei gleiche äußere stumpfwinklige Ecken gebildet werden, müssen des regelrechten Verbandes wegen Läufer- und Binderschichten mit einander abwechseln. Des guten Aussehens, aber auch der einfacheren Construction halber ist es dann zweckmäßig, von der bisher allenthalben durchgeführten Regel, in einer und derselben Schicht in der einen der die Ecke bildenden Mauern außen eine Läuferreihe, in der anderen eine Binderreihe zu legen, abzuweichen und den Fall so aufzufassen, als gehörte die Coupirungsfläche einer dritten

Fig. 75.

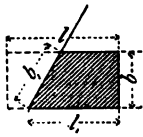


Fig. 76.

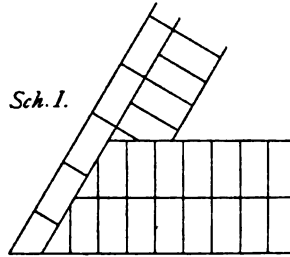
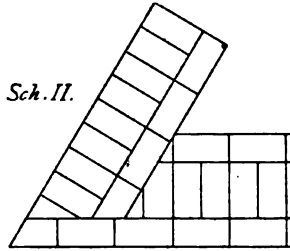


Fig. 77.

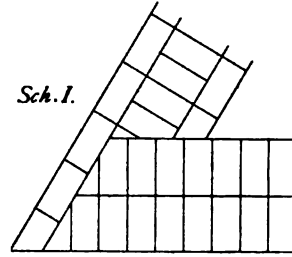
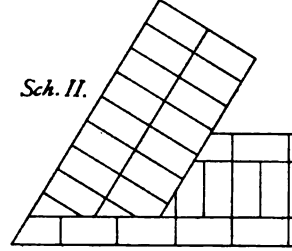


Fig. 78.

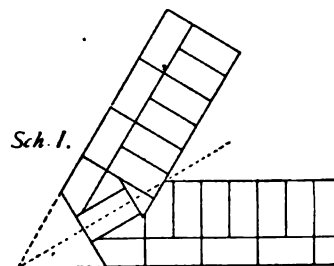
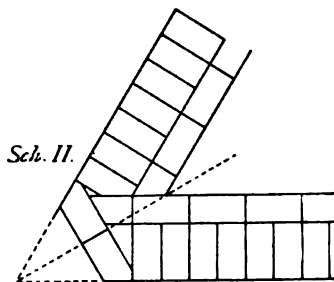
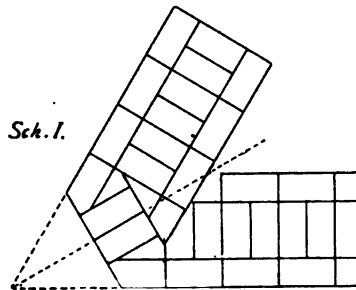
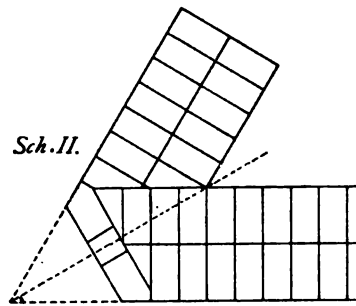


Fig. 79.



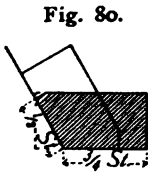
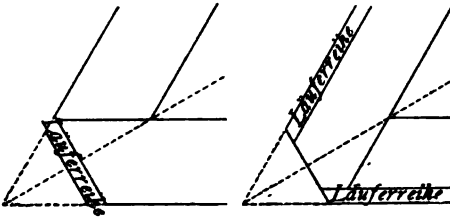


Fig. 80.

Mauer an. Es werden dann in derselben Schicht in den beiden Mauern gleichzeitig aufsen Läufer oder Binder sich befinden, an der Coupierungsfläche dagegen Binder oder Läufer (siehe das Schema in Fig. 81).

Die Breite der Coupierung bestimmt sich so, daß zwischen den beiden schräg zugehauenen Ecksteinen ein oder zwei Binderhäupter Platz haben. Die Größe und Form der Ecksteine ist in der Weise zu ermitteln, daß man den einen Schenkel des stumpfen Winkels $\frac{3}{4}$ Steine, den anderen (den schräg zuzuhauenden) $\frac{1}{2}$ Stein lang macht (Fig. 80). Sollte sich der Stein dann immer noch zu lang ergeben, so muß man beide Schenkel so verkürzen, daß dabei die Differenz der Schenkellängen immer $\frac{1}{4}$ Stein bleibt. Es sind dann in allen Schichten dieselben Ecksteine, nur abwechselnd in umgekehrter Lage, verwendbar. Die Eckanlage ist sonst ähnlich wie bei der spitzwinkligen Ecke, indem man abwechselnd die eine oder die andere der inneren Mauerfluchten als Stosfuge so weit durchführt, als dies möglich oder zweckmäßig erscheint. In Fig. 78 u. 79 sind Beispiele zur Erläuterung gegeben.

Fig. 81.



Der schiefwinklige Anschluß einer Mauer an eine andere wird wie der rechtwinklige behandelt, nur mit dem Unterschiede, daß man die anschließende Scheidewand in einer Schicht um die andere nicht bis an die äußere Flucht der Hauptmauer durchlaufen läßt, sondern nur bis hinter die dafelbst angeordnete Läuferreihe (siehe das Schema in Fig. 82), wodurch die zu verbauenden Steine in das Innere der Mauer kommen. Das Eingreifen oder Einbinden der Scheidewand erfolgt also in den Läuferfichten der Hauptmauer. Auch hier ist wieder die Regel zu befolgen, daß die dem (spitzen) Winkel zunächst liegende durchlaufende Stosfuge ab der Scheidewand um $\frac{1}{4}$ Stein vom Winkel entfernt liegen muß. Weiter erscheint es zweckmäßig, in der Hauptmauer eine durchlaufende Stosfuge cd in der in Fig. 82

Fig. 82.

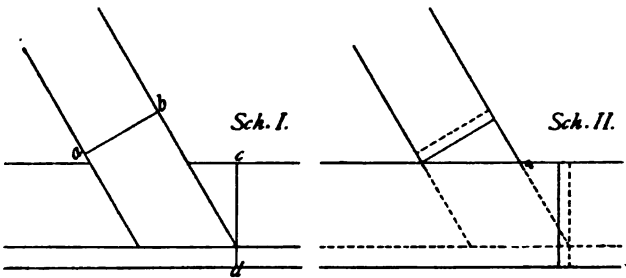
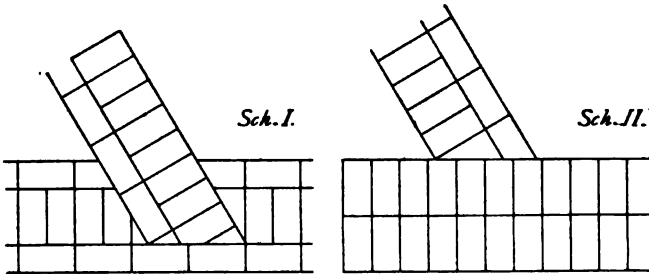


Fig. 83.



angegebenen Weise anzuordnen. Es möge das Beispiel in Fig. 83, der Anschluß einer $1\frac{1}{2}$ Stein starken Scheidewand an eine 2 Stein starke Hauptmauer, genügen.

Die schiefwinklige Durchkreuzung ist nur die Verallgemeinerung des Falles der rechtwinkligen. Wie das Schema in Fig. 84 zeigt, gelten genau dieselben Regeln, wie sie früher für die rechtwinklige Durchkreuzung ausführlich besprochen wurden. Auch hier ist, wegen der Einrichtung des Verbandes, in den auf einander folgenden Schichten wohl darauf zu achten, daß in der durchlaufenden Schicht eine

43.
Anschluß
einer Mauer
an eine andere.

44.
Durchkreuzung
zweier
Mauern.

durchgehende Stosfuge um $\frac{1}{4}$ Stein entfernt von einem der Winkel angeordnet werden muß. Ein besonderes Erläuterungsbeispiel erscheint hier nicht nothwendig.

45-
Zusammenstoß
von mehreren
Mauern.

Es kommt bei Bauwerken der Fall öfters vor, daß mehr als zwei Mauern unter beliebigen Winkeln in einem Punkte zusammenstoßen. Je nach der Anzahl der zusammentreffenden Mauern, der Stärke derselben und den Winkeln, unter denen sie zusammentreffen, muß die Lösung dieser Aufgaben eine verschiedene werden. Es

dürfte zu weit führen und auch überflüssig sein, eine große Zahl solcher Fälle zu erörtern. Es möge nur der eine Fall hier nähere Besprechung finden, wenn drei Mauern in einem Punkte zusammenstoßen. Die allgemeine Lösung dieser Aufgabe ist die, daß man zwei der Mauern als eine Ecke bildend ansieht und die dritte dann in einer Schicht um die andere in die Ecke einbindet, während man sie in den übrigen Schichten nur stumpf anstoßen läßt. Jeder specielle Fall wird überdies noch unter Berücksichtigung der gegebenen Verhältnisse und Festhaltung der allgemeinen Regeln eine besondere Behandlung zulassen.

Fig. 84.

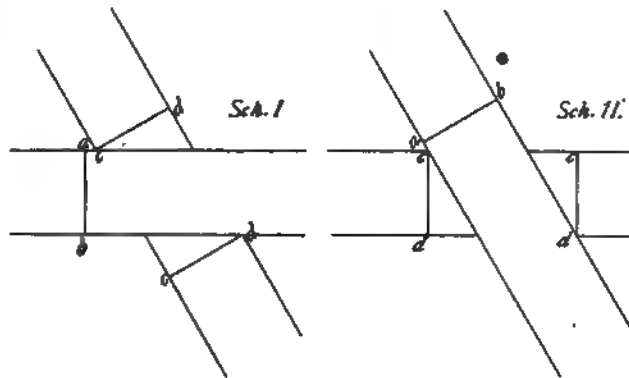


Fig. 85.

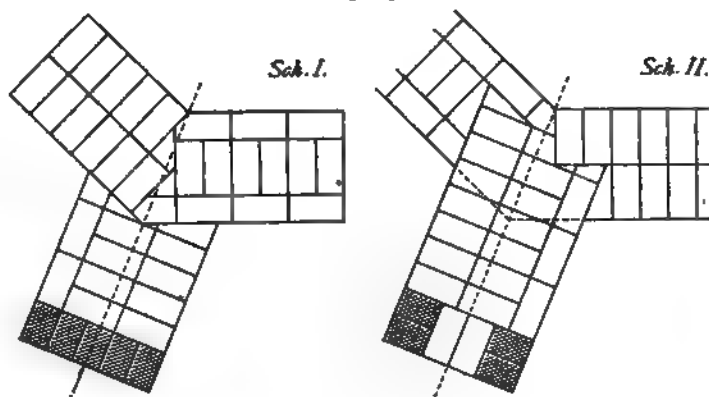
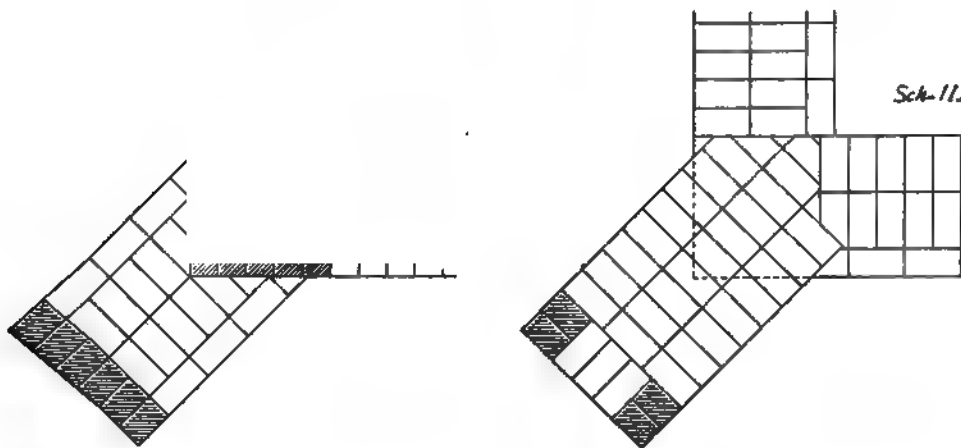


Fig. 86.



Das wichtigste Vorkommen des Zusammenstoßes von drei Mauern dürfte das sein, daß an eine Ecke, an eine rechtwinkelige oder stumpfwinkelige, sich ein Strebepfeiler in diagonalen, den Winkel der beiden die Ecke bildenden Mauern halbirenden Richtung anlegt. Die beigeftigten Beispiele in Fig. 85 u. 86 werden das einzufschlagende Verfahren erläutern, obgleich dieses, wie schon gesagt, je nach den vorliegenden Verhältnissen Umänderungen erheischt. Gleichmäßiger Anschluß des Strebepfeilers an beide Seiten der Mauerecke läßt sich erzielen, wenn die beiden die Ecke bildenden Mauern nach außen hin gleichartige Schichtenbildung in gleicher Höhe zeigen. Es hat dies aber wenig praktischen Werth, da der Anschluß beider Seiten nicht gut gleichzeitig gesehen werden kann.

4) Beliebige Mauerkörper mit rechtwinkligen Ecken und Winkeln.

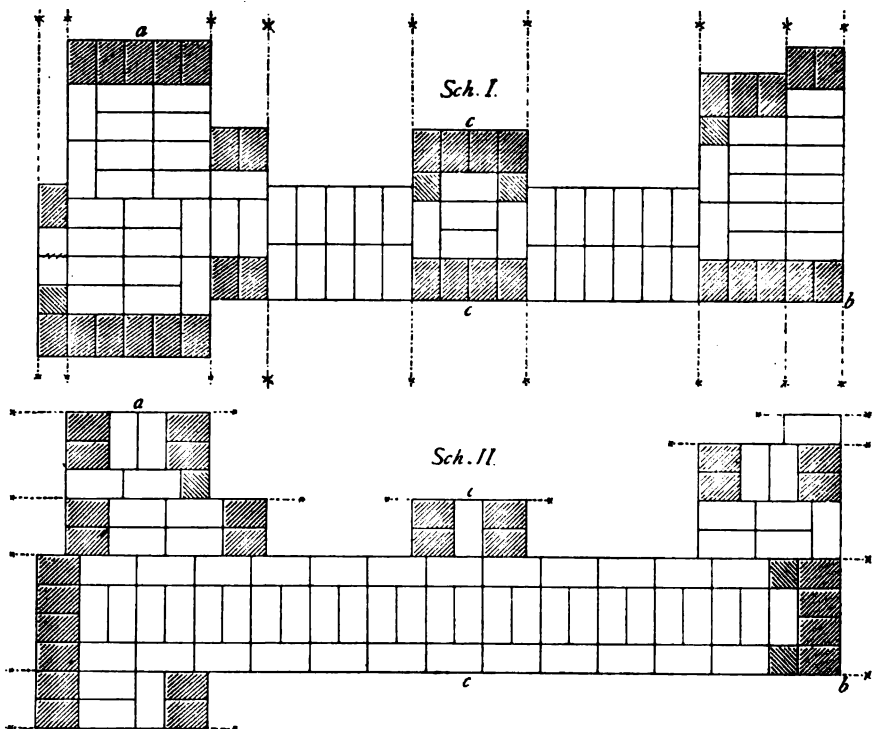
46.
Verschieden-
heit.

Die gewöhnlichen Backsteine eignen sich in Folge ihrer Gestalt eigentlich nur zur Herstellung von Mauern mit rechtwinkligen Ecken und Winkeln, und es sind deswegen auch nur für den Verband solcher klare Gesetze aufstellbar. Daher ist die Betrachtung hier auf diese zu beschränken. Die Behandlung wird eine etwas verschiedene sein müssen, je nachdem alle Dimensionen einem Vielfachen von halben Steinlängen (Steinbreiten) entsprechen oder je nachdem einzelne oder alle Dimensionen nicht ohne Rest durch halbe Steinlängen theilbar sind, sondern einen Ueberschuß von einem Viertelstein haben. Es wird dabei angenommen, daß alle Dimensionen von Backsteinmauerwerken als Vielfache von Viertelsteinlängen bemessen werden. In der Praxis vorkommende Differenzen lassen sich leicht ausgleichen.

47.
Vielfache
von $\frac{1}{2}$ Stein-
längen.

Der erste Fall, daß alle Dimensionen eines Mauerkörpers durch halbe Steinlängen ohne Rest theilbar sind, ist der einfachere und mag daher zuerst zur Behandlung gelangen. Es kommen hierbei die Regeln zur Anwendung, welche für die lothrechte Endigung der Mauern (Fig. 87 bei *a*), die rechtwinkelige Ecke (Fig. 87 bei *b*) und den rechtwinkligen Anschluß einer Mauer an eine andere (Fig. 87 bei *c*) unter Benutzung von Dreiquartieren schon aufgestellt worden sind.

Fig. 87.



Das Hauptfächliche derselben mag hier kurz wiederholt werden. Die beiden zur Herstellung des Blockverbandes notwendigen Schichten enthalten hiernach für die lothrechte Endigung in der einen Schicht so viele Dreiquartiere, als die Mauer Steinbreiten dick ist, hinter einander als Läufer, in der anderen immer nur 2 Paar Dreiquartiere als Binder. Bei der rechtwinkligen Ecke kommen auf jede Seite derselben abwechselnd so viele Dreiquartiere, als die beiden die Ecke bildenden Mauern Steinbreiten in der Dicke zählen, als Läufer, und beim rechtwinkligen Anschluß einer Mauer an eine andere legt man in der einen Schicht in der Verlängerung der anschließenden Mauer und parallel der Richtung derselben so viele Dreiquartiere neben einander an die äußere Flucht der Hauptmauer, als die anschließende Steinbreiten dick ist, während in der darauf folgenden Schicht der Verband der Hauptmauer ununterbrochen durchgeht.

Bei der Anwendung dieser Regeln für complicirtere Mauerkörper, wie sie hier besprochen werden sollen, kommt es nun vor allen Dingen darauf an, die Dreiquartiere zuerst und richtig zu legen. Dazu gehört:

α) Dafs alle Dreiquartiere in einer und derselben Schicht parallel gerichtet sind, oder was dasselbe ist, dafs nur parallele Seiten der Ecken mit Dreiquartieren besetzt werden.

Diese Forderung wird zum Theil schon erfüllt, wenn an der früher aufgestellten Regel, dafs an den Ecken und Maueranschlüssen in einer Höhe Läufer- und Binderfächten zusammentreffen sollen, fest gehalten wird.

β) Dafs jedem Dreiquartier auf der einen Seite des Mauerkörpers ein anderes eben so gerichtetes auf der anderen Seite entsprechen muß.

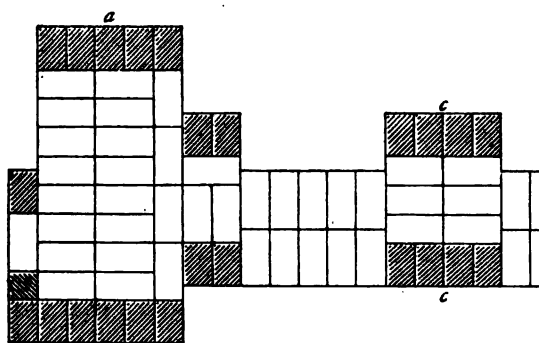
Der Ort für diese mit einander correspondirenden Dreiquartiere ist leicht dadurch zu finden, dafs man die Schichten durch den Seiten parallele Linien aus allen Eckpunkten in rechteckige Streifen zerlegt und die Richtung derselben in den auf einander folgenden Schichten regelmäfsig wechseln läßt. Die Enden der Streifen werden, den angeführten Regeln entsprechend, mit den Dreiquartieren besetzt (Fig. 87). Die Zwischenräume zwischen den Dreiquartieren werden dann noch regelrecht mit ganzen Steinen unter Zuziehung von Zweiquartieren je nach Bedürfnis ausgefüllt.

In einzelnen Fällen sind durch kleine Abweichungen von den angeführten Regeln Vereinfachungen möglich. So läßt sich z. B. dadurch, dafs man auf der linken Seite der Schicht I in Fig. 87, Abtheilung a die Läuferreihe auf die rechte Seite der Mauer legt, eine einfachere Ausfüllung mit Ganzen erzielen; auch lassen sich die Zweiquartiere bei c der Schicht I in Fig. 87 vermeiden. Diese Veränderungen sind in Fig. 88 dargestellt²⁹⁾.

Bei Feststellung der Verbandanordnungen für beliebige Mauerkörper mit rechtwinkligen Ecken lassen sich anstatt der Dreiquartiere auch die Längsquartiere anwenden. Der Verband mit solchen ist aber sehr unselbständig und nicht immer ganz durchführbar. Aus diesen und den schon früher angeführten Gründen kommt er hier nicht zur Behandlung.

Die Verbandanlagen von Mauerkörpern, deren Dimensionen nicht reine Vielfache von halben Steinlängen sind, sondern zu denen noch Viertelfsteinlängen treten, lassen sich nicht nach so scharf ausgeprägten Gesetzen bestimmen, wie dies bei denjenigen der Fall ist, deren Dimensionen durch halbe Steinlängen ohne Rest theilbar sind.

Fig. 88.



48.
Vielfache
von $\frac{1}{2}$ Stein-
längen
+ $\frac{1}{4}$ Stein-
länge.

²⁹⁾ Die Anlage der Mauerverbände von Mauerkörpern mit rechtwinkligen Ecken wurde zuerst nach allgemeinen Principien von C. v. Brand behandelt, in dessen Arbeiten sich Ausführlicheres über diesen Gegenstand findet. Es sind dies: Praktische Darstellung des Ziegelverbandes nach einfachen, allgemeinen, bisher unbekannten Gesetzen. Berlin 1864. — Etwas fälschlicher geschrieben, wenn auch nicht so vollständig und so durchgebildet: Ueber Mauerziegelverband. HAARMANN's Zeitschr. für Bauhdw. 1862, S. 64.

Es sollen diese Fälle nach den von *v. Brand* angegebenen Methoden hier nur andeutungsweise behandelt werden.

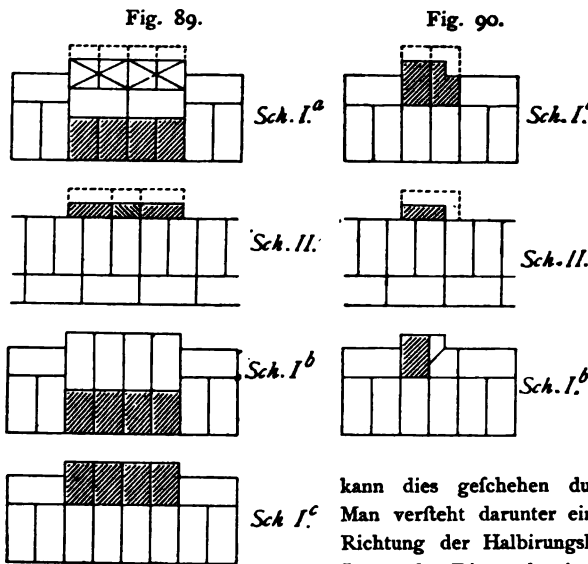
α) Methode des Coupirens. Man ergänzt nach dieser Methode die Dimensionen so, daß alle zu Vielfachen von halben Steinlängen werden, legt für die so ergänzte Figur den Verband nach den früheren Regeln an und schneidet darauf das

zur ursprünglichen Figur Hinzugefügte wieder ab. Die sich ergebenden kleineren Steintheile werden nach Möglichkeit zu größeren vereinigt.

Das zuerst Hinzugefügte, nachher wieder Coupirt ist in den Beispielen (Fig. 89 u. 90) durch punktirte Linien, die Vereinigung von Steintheilen durch ein Kreuz angedeutet. Auch lassen sich sonst noch Verbesserungen mitunter anbringen, wie die Schicht *I, b* und Schicht *I, c* von Fig. 89 ausweisen.

Bei der Anwendung dieser Methode ergeben sich oft Ausklünnungen von Steinen, die man aber gern zu vermeiden sucht. Es

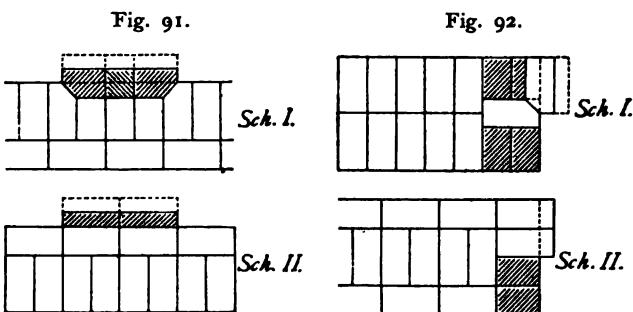
kann dies geschehen durch Anwendung der Viertelschrägfuge. Man versteht darunter eine von einem Winkel des Grundrisses in der Richtung der Halbierungslinie des Winkels ausgehende Fuge von der Länge der Diagonale eines Achtelsteines (Fig. 90, Schicht *I, b*).



β) Methode des Zusammenschiebens. Diese Methode findet nur da Anwendung, wo vor einem Hauptkörper von Dimensionen, die durch halbe Steinlängen ohne Rest theilbar sind, kleinere rechteckige Vorlagen sich befinden, deren Dimensionen (eine oder alle beide) mit Viertelsteinlängen bemessen werden müssen.

Nach dieser Methode werden beide zum Verband notwendigen Schichten für den Hauptmauerkörper wie gewöhnlich fest gestellt. Dann wird in einer Schicht um die andere unter Anwendung der Viertelschrägfuge ein Stück von der Länge der Vorlage und $\frac{1}{4}$ Stein breit herausgeschnitten und ein entsprechendes Stück, vergrößert um die Vorlage, wieder angeschoben. Je nach den Umständen kommen hierbei ein oder

zwei Schrägfugen zur Anwendung (Fig. 91 u. 92). Der Verband der Vorlage wird nach der Coupirmethode bestimmt. Kleinere Steintheile der Vorlage lassen sich mit solchen des Hauptkörpers oft zu größeren vereinigen, oder es können auch noch auf andere Weise Verbesserungen im Verband angebracht werden. So ließe sich an Stelle der Schichtenanordnung *II* in Fig. 91 mit Vortheil diejenige der Schicht *I, c* in Fig. 89 verwenden.



γ) Methode der zulässigen Fugen. Bei dieser in allen Fällen anwendbaren Methode werden zuerst eine Anzahl Fugen in der Weise bestimmt, daß man von jedem einspringenden Winkel aus normal zur Längsrichtung des Grundrisses je zwei Fugen, die Grenzfugen genannt werden sollen, zieht. Die eine dieser Grenzfugen bildet die Verlängerung des einen Winkelschenkels; die andere läuft parallel der ersteren und beginnt am inneren Ende einer Viertelschrägfuge. In jeder der beiden

zur Bildung des Verbandes notwendigen Schichten wird von den Grenzugen für jeden einspringenden Winkel eine genommen, diese aber so gewählt, daß zwischen den Grenzugen sich Abtheilungen ergeben, deren Breite einem Vielfachen von halben Steinlängen entspricht. Die für die eine Schicht nicht benutzten Grenzugen kommen in der anderen zur Verwendung. Zur Bestimmung der übrigen Fugen legt man über den Grundriss ein Netz von parallelen, rechtwinkelig sich kreuzenden Linien in Entfernungen von je $\frac{1}{2}$ Steinlänge. Die erste der Parallelen zur Längenrichtung des Grundrisses läßt man am inneren Endpunkte einer Viertelschrägfuge beginnen. Jede Viertelschrägfuge, die an ihrem inneren Endpunkte nicht von einer der Parallelen getroffen wird, ist aufzugeben.

In Fig. 93 sind die Grenzugen der ersten Schicht mit r , die der zweiten mit s bezeichnet; die sich kreuzenden Parallelen für die erste Schicht sind mit dünnen Linien angegeben. Die Parallelen der einen Schicht müssen von denen der anderen um $\frac{1}{4}$ Stein entfernt liegen. Die Linien des Netzes geben dann alle zulässigen Fugen an, die nun in thunlichst geschickter Weise zu möglichst vielen ganzen Steinen zusammengefaßt werden. Die Bestimmung der außer den Grenzugen weiter zulässigen Fugen kann für die ganze Grundrissfigur gleichmäßig erfolgen oder für jede Abtheilung besonders. Das letztere Verfahren liefert häufig bessere Lösungen, ist aber im Allgemeinen umständlicher. In Bezug auf das Nähere dieses Verfahrens muß auf das in Fußnote 29 citirte Werk von v. Brand verwiesen werden. In Fig. 93 ist eine auf Grundlage der erwähnten Vorarbeiten mögliche Steinvertheilung der ersten Schicht durch Kreuze angedeutet.

Fig. 93.

Nach der Erörterung der allgemeinen Grundsätze und der zur Vereinfachung der Arbeit anwendbaren Methoden wird es nun leicht sein, öfter im Bauwesen vorkommende Specialfälle zu behandeln. Solche Fälle sind: Pfeilervorlagen von Mauern, Eckverstärkungen, Thür- und Fensterpfeiler, frei stehende Pfeiler (Freistützen), Mauern und Pfeiler mit Hohlräumen etc.

Häufig werden Verstärkungen von Mauern notwendig, die entweder, in gewissen Abständen wiederkehrend, von einfach rechteckigem oder reicher gegliedertem Querschnitt den Mauerfluchten vorgelegt werden — die sog. Pfeilervorlagen, oder welche die Stabilität der Mauerecken erhöhen sollen und die dann nach außen oder nach innen vorspringen können — die äußeren und inneren Eckverstärkungen. Im Gegensatz zu diesen Verstärkungen kommen auch Schwachungen der Mauerkörper durch Nischen vor, deren Eckbildungen — die Nischenecken — besondere Behandlung verlangen.

49.
Pfeilervorlagen;
Eckver-
stärkungen;
Nischenecken.

Es können diese Fälle mit Hilfe der bekannten gewöhnlichen Regeln über die Bildung des lothrechten Mauerabschlusses, des Maueranschlusses und der Mauerecke gelöst werden.

So zeigt sich z. B. in Fig. 94, 96 u. 99 in a der Mauerabschluß und in b der Maueranschluß zur Anwendung gebracht. Erleichtert wird jedoch auch in diesen oft einfachen Fällen die Verlegung der Dreiquartiere durch die oben empfohlene Zerlegung der Schichten in rechteckige Streifen, was natürlich bei den complicirteren Fällen noch mehr zur Geltung gelangt. Daß aber dieses Verfahren, wie überhaupt

Fig. 94.

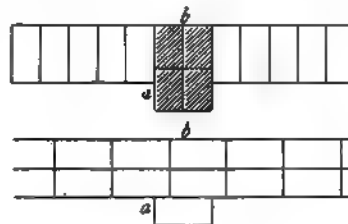


Fig. 95.

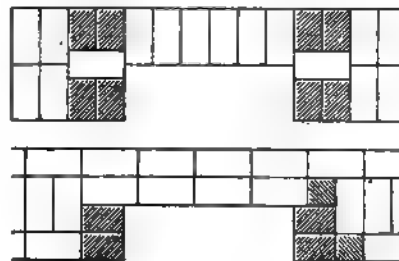


Fig. 96.

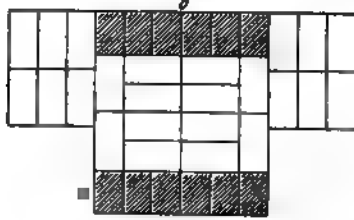


Fig. 97.

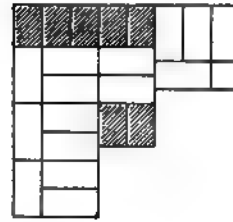


Fig. 98.

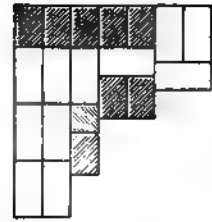


Fig. 99.

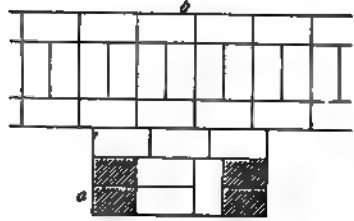


Fig. 100.

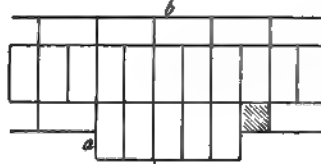


Fig. 101.



Fig. 102.

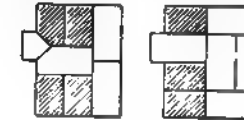


Fig. 103.

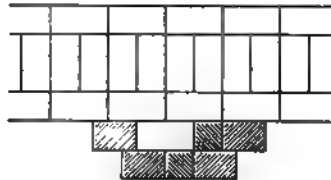
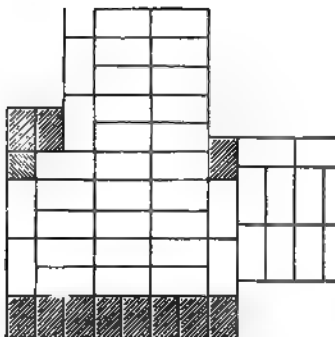


Fig. 104.



jede Handhabung von Regeln, nicht bloß mechanisch, sondern mit Ueberlegung angewendet werden sollte, zeigt das Beispiel in Fig. 100, im Vergleich zur Lösung derselben Aufgabe in Fig. 99. Durch eine kleine Abweichung von der Regel, die in Fig. 99 streng durchgeführt ist, wurde eine ganz wesentliche Herabminderung des Verbrauches an Dreiquartieren und vermehrte Verwendung von ganzen Steinen erzielt.

In Fig. 94, 96, 99, 100 u. 103 sind Beispiele von Pfeilervorlagen, in Fig. 104 ein solches einer äußeren und in Fig. 97 u. 98 solche von inneren Eckverstärkungen gegeben. Fig. 95 zeigt eine Nischenbildung.

Die Thür- und Fensterpfeiler erhalten im reinen Backsteinbau nach dem Lichten der Oeffnung zu Vorlagen, ebenfalls von Backsteinen, welche den Anschlag der Oeffnungsverschlüsse bilden sollen. Die Breite des Anschlages, so wie die Tiefe und

50.
Thür-
und Fenster-
pfeiler.

Bildung der Laibung der Oeffnung wechseln nach Bedürfnis, dergleichen die Länge der Pfeiler. Verschiedene Verhältnisse sind in den Beispielen Fig. 101, 102, 105 bis 109 berücksichtigt, die keiner besonderen Erläuterung bedürfen. Nur zu Fig. 107 sei bemerkt, dass darin die Länge des Pfeilers einer Zahl von

halben Steinlängen plus einer Viertelsteinlänge entspricht und sich daraus die einfache Umgestaltung der Verbandanlage von Fig. 106 ergibt.

Ueber die Art und Weise, wie die leicht aus dem Verband lösbaren Quartierstücke des Anschlages durch Formsteine zu vermeiden sind, wird das Nöthige in Abth. III, Abschn. 1, B (bei Besprechung der Wand-Oeffnungen) mitgetheilt werden.

Die Verbände für Freistützen oder frei stehende Pfeiler ergeben sich sofort, wenn man dieselben als kurze Mauerstücke ansieht, durch Aneinanderschieben der betreffenden lothrechten Mauerendigungen. Da bei den Pfeilern die Belastung der Flächeneinheit in der Regel grösser ist, als bei Mauern, so ist namentlich bei ihnen der Verband möglichst correct und aus möglichst vielen grossen Stücken herzustellen, und daher besonders bei Freistützen der unfolide Verband mit Quartierstücken und Längsquartieren zu vermeiden oder auf Fälle zu beschränken, wo er nicht zu umgehen ist. Deswegen sind denn auch hier keine derartigen Beispiele gegeben worden.

51
Freistützen
ohne
Vorlagen.

Wie die beigelegten, nur mit Hilfe von Dreiquartieren, bzw. Zweiquartieren construirten Beispiele (Fig. 110 bis 113) zeigen, ergibt sich bei Pfeilern mit quadratischem Grundriss der Verband der zweiten Schicht aus dem der ersten sofort durch Drehung um 90 Grad. Das Kreuzverbandsmuster kann erst zur Anwendung gelangen, wenn eine

Fig. 105.

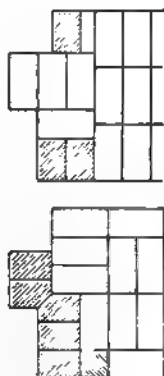


Fig. 106.

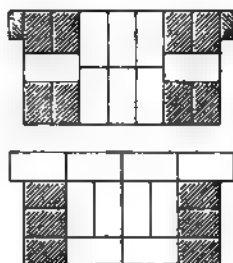


Fig. 108.

Fig. 107.

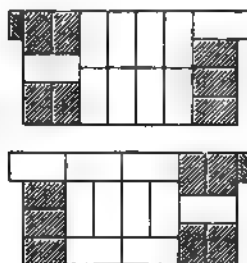


Fig. 109.

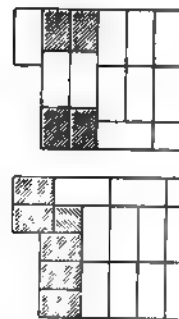


Fig. 110.



Fig. 111.

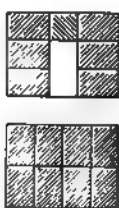


Fig. 112.

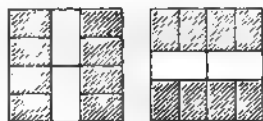
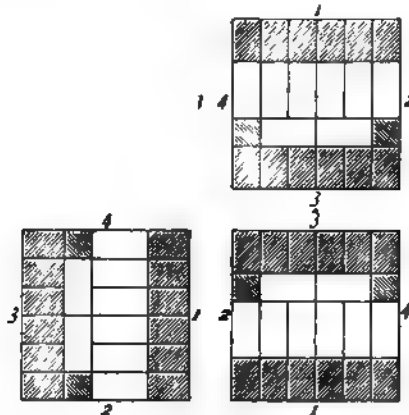


Fig. 113.



Seite des Pfeilers mindestens 8 Steine lang ist. In Fig. 113 ist derselbe an einer quadratischen Freistütze von 8 Stein Seitenlänge in seinen vier Schichten durchgeführt. Es ergibt sich hierbei auch eine Schicht aus der anderen durch Drehung um 90 Grad. Es ist dies durch die Numerierung der Seiten verdeutlicht.

52.
Freistützen
mit

Freistützen mit rechteckigem Kern und Vorlagen auf drei oder allen vier Seiten entsprechen dem rechtwinkligen Anstoß oder der Durchkreuzung von zwei Mauern rückten lothrechten Endigungen und bieten daher nichts Neues für die Eben so ist es mit Pfeilern von unregelmäßigem Grundriss, die nach n gültigen Regeln für beliebige Mauerkörper mit rechtwinkligen Ecken n sind. Wir können uns daher hier auf Vorführung einiger oft vor-Beispiele (Fig. 114 bis 120) von Freistützen mit quadratischem Kern n gleich großen Vorlagen, den sog. Kreuzpfeilern, beschränken.

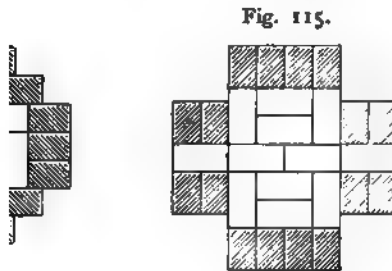


Fig. 115.



Fig. 116.

Fig. 117.



Fig. 119.

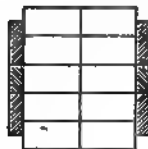


Fig. 120.



Es ergibt sich auch bei diesen wieder eine Schicht aus der anderen durch Drehung um 90 Grad. Fig. 118 bis 120 geben die dreifache Lösung eines Kreuzpfeilers mit Vorlagen von 2 Stein Länge und $\frac{1}{4}$ Stein Vorprung.

5) Mauerkörper mit rechtwinkligen Hohlräumen.

Mauerkörpern sind vielfach vertical aufsteigende Hohlräumen anzubringen, theils zur Herstellung von Rauch-, Heißluft- und Lüftungs-Canälen, so erbringung von Wasser-, Heiz- und anderen Rohren, anderentheils aber, Mauern isolirende Luftschichten zur Warm- und Trockenhaltung der d zur Verhinderung der Fortpflanzung des Schalles zu beschaffen, bezw. aterial zu sparen. — Die aufsteigenden Canäle zu den angegebenen en einzeln oder auch in Gruppen in Mauern oder Pfeilern angeordnet : können rechtwinkligen, polygonalen oder runden Querschnitt haben. igen uns hier zunächst nur mit den rechteckigen, während bezüglich der rfnittsformen auf das bei den polygonalen und runden Mauerkörpern men Folgende, so wie auf das in Theil III, Band 4 dieses »Handbuches« Abchn. 4, B, Kap. 4, c) Gefagte verwiesen werden kann.

er schnitte rechtwinkliger, vertical aufsteigender Canäle sind zwar vom ingig und werden häufig durch Berechnung bestimmt; immerhin sollten er zur Erleichterung der Construction so bemessen werden, daß die zu den Ziegelformaten in einer gewissen Beziehung stehen. Es ergeben ewisse, oft wiederkehrende Querschnittsformen, die sich von $\frac{1}{4}$ Stein zu ufen. So z. B. $\frac{1}{2}$ Stein \times $\frac{1}{2}$ Stein, $\frac{1}{2}$ Stein \times 1 Stein, $\frac{3}{4}$ Stein \times $\frac{3}{4}$ Stein,

Fig. 121.

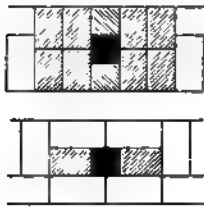


Fig. 122.

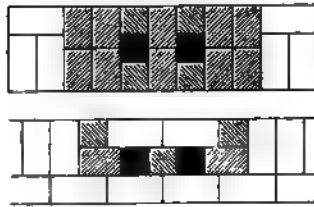


Fig. 123.

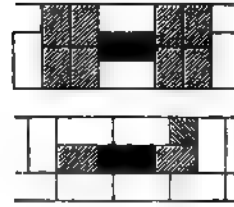


Fig. 124.

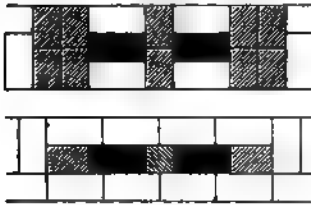


Fig. 125.

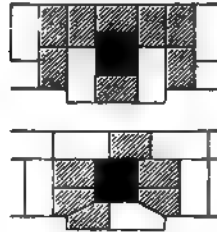
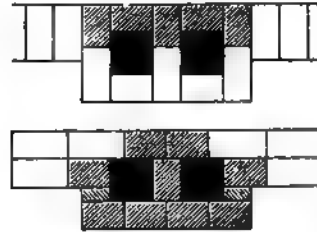


Fig. 126.



1 Stein \times 1 Stein etc. Die angeführten Maße sind auch die für die engen, fog. russischen Schornsteine üblichen, namentlich $\frac{3}{4}$ Stein \times $\frac{3}{4}$ Stein, während für die weiten, besteigbaren Schornsteine die Dimensionen $1\frac{3}{4}$ Stein \times $1\frac{3}{4}$ Stein und 2 Stein \times 2 Stein (deutsches Normal-Ziegelformat vorausgesetzt; wegen der Besteigbarkeit ist man an gewisse absolute Maße gebunden) gebräuchlich sind. Die Wandungen, so wie die Scheidewände (Zungen) mehrerer neben einander liegenden Canäle werden in der Regel $\frac{1}{2}$ Stein stark gemacht. Diese Canäle müssen nicht nur im Allgemeinen ununterbrochen lothrecht aufsteigen (wenn man nicht aus irgend welchen Gründen sie in der Richtung der Mauer zu ziehen genöthigt wird); sie müssen auch mit dem anstoßenden Mauerwerk in regelrechtem Verband angelegt werden. Diesen regelrechten Verband erlangt man am besten,

Fig. 128.

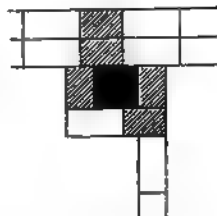
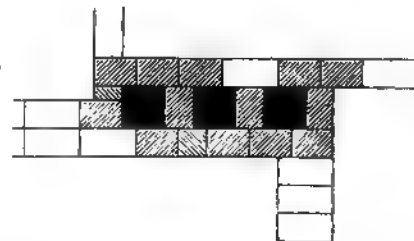


Fig. 129.



wenn man streng nach den für beliebige Mauerkörper angegebenen Regeln verfährt und zur Erleichterung des Verfahrens die Schichten durch den Seiten parallele Linien aus allen Ecken und Winkeln in Streifen zerlegt, deren Enden mit in der

Richtung der Streifen liegenden Dreiquartieren in der dem speciellen Fall entsprechenden Zahl besetzt werden. In den auf einander folgenden Schichten muß natürlich die Richtung der Parallelen wechseln; auch ist auf richtigen Stoßfugenwechsel bei Herstellung der $\frac{1}{2}$ Stein starken Canalwände zu achten. Im Uebrigen wird auf das früher Gefagte verwiesen. Bei den Canälen, deren Dimensionen nur in Viertelsteinslängen ausdrückbar sind, ist die Anwendung von Quartierstücken nicht zu umgehen. Beispiele für Canäle, einzeln oder zu zweien neben einander, in der Mauerstärke untergebracht oder Vorsprünge vor denselben bildend, liefern Fig. 121 bis 127. Die Verbandweise bei mehr als zwei neben einander liegenden Canälen ist sehr leicht aus der für zwei dergleichen gegebenen zu ermitteln. Beispiele für Verbände mit Anwendung von Längsquartieren und für quadratische Canäle von 1 Stein Weite finden sich in Theil III, Band 4 dieses »Handbuches« (S. 149).

Fig. 128 u. 129 bieten Beispiele für die Anordnung von Canälen in Mauerkreuzungen. Sie sind hierbei oft, wie Fig. 129 zeigt, bei geschickter Disposition der Mauern, so anzubringen, daß sie keine Vorsprünge in den Räumen bilden.

Mit Mauern nicht in Verbindung gebrachte Canäle, einzeln oder in Gruppen neben einander, bilden Hohl Pfeiler, wie sie namentlich für Schornsteine von den

55.
Verticale
Canäle
in Pfeilern.

Fig. 130.



Fig. 131.



Fig. 132.



Fig. 133.

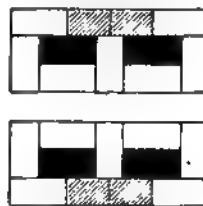


Fig. 134.

Fig. 135.



Fig. 136.



Fig. 137.

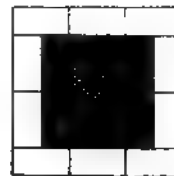


Fig. 139.

Fig. 140.



Fig. 141.



Fig. 138.



Fig. 142.



Fig. 143.



Dachbalkenlagen an oder für ganz isolirt aufsteigende größere Schornsteine notwendig werden. Die Wandungen und Zungen der isolirten Schornsteine werden bei den kleineren Querschnitten $\frac{1}{2}$ Stein, bei den größeren Querschnittsflächen und Höhen 1 Stein und darüber stark gemacht. Bei den $\frac{1}{2}$ Stein starken

isolirten Schornsteine werden bei den kleineren Querschnitten $\frac{1}{2}$ Stein, bei den größeren Querschnittsflächen und Höhen 1 Stein und darüber stark gemacht. Bei den $\frac{1}{2}$ Stein starken

Wandungen wird der früher besprochene Läufer- oder Schornsteinverband angewendet. Beispiele für verschiedene Dimensionen der Canäle, einzeln und zu mehreren neben einander, bieten Fig. 130 bis 133, 135 bis 138, 142 u. 143.

Fig. 134 u. 139 geben Beispiele von größeren Querschnittsflächen und 1 Stein starken Wandungen. In Fig. 139 ist der Hohlraum quadratisch von 2 Stein Seitenlänge, in Fig. 134 rechteckig von $2\frac{3}{4} \times 3\frac{3}{4}$ Stein Seitenlänge. Die Eckanlagen mit Dreiquartieren sind für beide Fälle verschieden. Die Anordnung der Eckfugen für ähnliche Fälle ist aus den schematischen Figuren 140 u. 141 ersichtlich. Fig. 141 giebt die Anordnung, wenn die Seiten-Dimensionen durch halbe Steinlängen ohne Rest meßbar sind, Fig. 140 dagegen die Anordnung, wenn die Seiten sich nur durch Viertelfteinlängen ausdrücken lassen.

Wie schon angeführt, werden Mauern mit Hohlräumen, die sog. Hohlmauern, hergestellt, um in ihnen isolirende Luftschichten zu erhalten oder sie in ihrer Materialmasse zu verringern. Der erstere Grund wird namentlich bei Umfassungsmauern vorliegen, der zweite besonders bei Scheidemauern aus constructiven oder ökonomischen Rücksichten. In beiden Fällen kann es nicht, wie bei den Canälen, darauf ankommen, daß die Hohlräume ununterbrochen vertical durchlaufen; im Gegentheile, es werden bei der großen Längenerstreckung derselben (sie sind so lang wie die Mauern zu machen)

56.
Hohlmauern

Fig. 144.

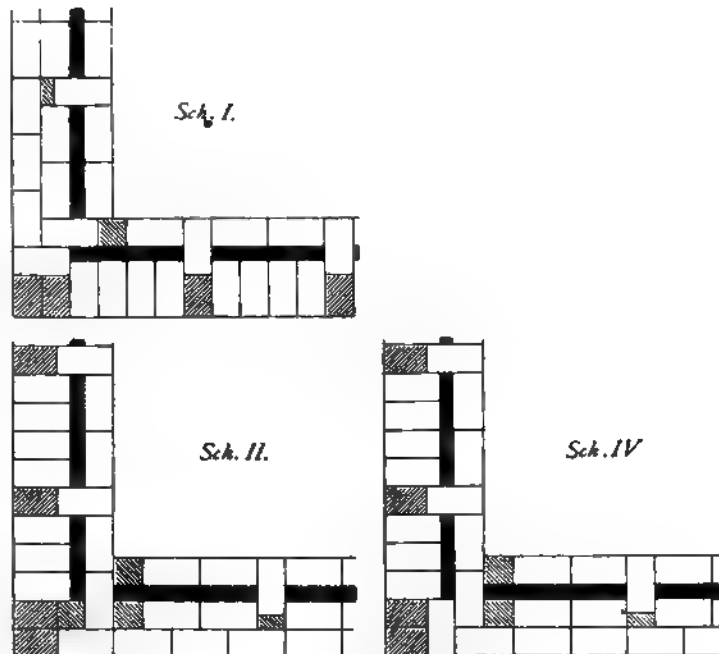
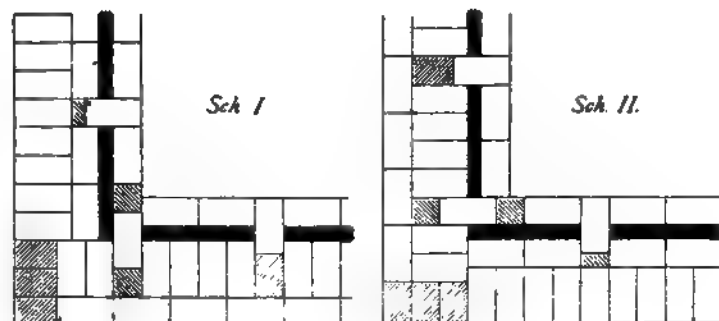


Fig. 145.



Unterbrechungen durch Steine nothwendig, welche die beiden Frontseiten zusammenbinden, um ihnen den durch die Hohlräume genommenen Theil ihrer Stabilität wieder zurückzugeben. Bei den Umfassungsmauern mit isolirenden Luftschichten hält man in der Regel die äußere Hälfte mindestens 1 Stein stark, weil man die Stärke von

Fig. 146.

S. 11.



in. 1, A, Kap. 2 besprochen werden. Der Luftschicht Stein Breite.

Fig. 144 zeigt die zur Einrichtung des Kreuzverbandes an den Außenseiten nothwendigen vier Schichten der mit Luftschicht $1\frac{3}{4}$ Stein starken Mauern einer Gebäudeecke, Fig. 145 die zwei Schichten für die im Blockverband herzustellende Ecke zweier mit Luftschicht $2\frac{1}{4}$ Stein starken Mauern. Die Durchbinder oder Ankersteine, welche die beiden Fronten der Mauern zusammen, ca. 2 Steinlängen anzuordnen.

ken Mauern läßt sich der Hohlraum auch in die Mitte der Binderverband verwenden (Fig. 146). Es hat diese

Fig. 149.

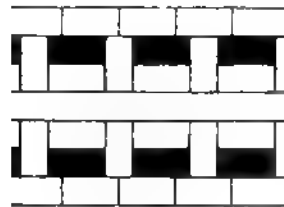
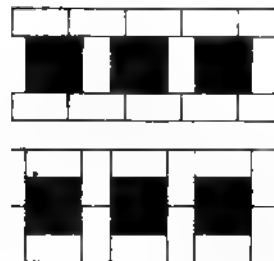


Fig. 151.



$\frac{1}{2}$ Stein gegen das Durchschlagen der Feuchtigkeit für nicht genügend erachtet. Der innere Theil ergibt sich dann bei Mauern von nur $1\frac{1}{2}$ Stein Stärke $\frac{1}{2}$ Stein dick, was für diesen Theil, wenn er Balken zu tragen hat, zu wenig ist. Dieser Gegenstand wird aus-

in. 1, A, Kap. 2 besprochen werden. Der Luftschicht Stein Breite.

Fig. 144 zeigt die zur Einrichtung des Kreuzverbandes an den Außenseiten nothwendigen vier Schichten der mit Luftschicht $1\frac{3}{4}$ Stein starken Mauern einer Gebäudeecke, Fig. 145 die zwei Schichten für die im Blockverband herzustellende Ecke zweier mit Luftschicht $2\frac{1}{4}$ Stein starken Mauern. Die Durchbinder oder Ankersteine, welche die beiden Fronten der Mauern zusammen, ca. 2 Steinlängen anzuordnen.

ken Mauern läßt sich der Hohlraum auch in die Mitte der Binderverband verwenden (Fig. 146). Es hat diese Anordnung noch den Vorzug, daß für die Stockwerksgebälke in dem 1 Stein starken inneren Theil eine solide Untermauerung geschaffen wird.

Bei denjenigen Hohlmauern, die nicht Schutz gegen von einer Seite zur Wirkung gelangende Feuchtigkeit bieten sollen, wie dies in der Regel bei Scheidemauern der Fall ist, und die nicht als Trag- oder Stützwände zu dienen haben, können die beiden Fronten unbedenklich $\frac{1}{2}$ Stein stark gehalten werden. Es ergibt sich dann bei regelmäßiger Anordnung von Bindersteinen ein Verband, den

zeichnet. Unter Umständen können dabei auch hoch-erwendung gelangen. Es gewährt dies die Möglichkeit starken Mauern als Hohlmauern (Fig. 147). Beispiele mauerkwerk geben Fig. 148 u. 149, von solchem 2 Stein

stark dagegen Fig. 150 u. 151. Es geht aus diesen Beispielen hervor, daß sich das Käftelmauerwerk auf verschiedene Weise herstellen läßt³⁰⁾.

6) Mauerkörper mit schiefen Ecken und Winkeln.

Da die Gestalt der gewöhnlichen Backsteine ohne Weiteres die Bildung von schiefwinkligen Mauerkörpern nicht zuläßt, so müssen dieselben zu diesem Zweck entsprechend zugehauen werden, oder man muß sich besonderer Formsteine bedienen. Wie schon bei Gelegenheit der Besprechung des schiefwinkligen Zusammenstoßes von Mauern ausgeführt wurde, verlieren die Mauersteine beim Verhauen an gutem Aussehen, an Festigkeit und an Witterungsbeständigkeit. Es wird daher das Verhauen der Steine nur dann zulässig erscheinen, wenn der Bedarf an zugehauenen Steinen ein geringfügiger ist oder wenn die Mauerflächen geputzt werden. Aber auch in letzterem Falle wird man die Anwendung von sehr kleinen Stückchen, so wie den spitzwinkligen Auslauf der Fugen in den Außenflächen zu vermeiden suchen müssen.

In allen Fällen, wo schiefe Winkel an einem Bauwerke in gleicher Größe oft wiederkehren, namentlich bei Backstein-Rohbauten, wird sich die Verwendung von Formsteinen für die Ecken empfehlen. Außer der Beachtung der allgemein gültigen Verbandregeln werden hierbei für die Bildung dieser Formsteine gewisse Grundsätze fest zu halten sein, welche etwa die folgenden sind: Die Formsteine sollen die Größe der gewöhnlichen Backsteine nicht wesentlich übersteigen (die Dicke ist immer genau beizubehalten); der Verband ist mit möglichst wenigen verschiedenen Formsteinen herzustellen; die Stoßfugen sollen normal zu den Außenflächen der Mauerkörper laufen.

Ein sehr häufig vorkommender Fall, bei dem man sich aber in der Regel der gewöhnlichen Backsteine bedienen wird, ist die Anordnung von abgefchrägten

57.
Grundsätze.

Laibungen der Thür- und Fensterpfeiler. Das gewöhnliche Verfahren hierbei ist das in Fig. 152 dargestellte, wonach man sich zunächst den Verband für rechtwinklige Laibungen auffucht und durch die gewünschte Schräge der Laibung die von den Mauerenden abzuhauenden Steinstücke bestimmt. Ein anderes Verfahren giebt Fig. 153; es sind dabei so gut, als es ging, die Regeln für stumpfwinklige Mauerecken befolgt, die Stoßfugen fast alle normal zu den

58.
Thür- und Fenster-
laibungen.

Fig. 152.

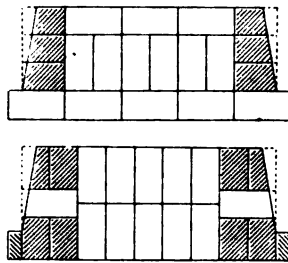


Fig. 153.

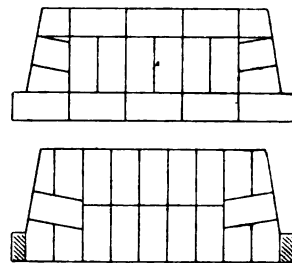
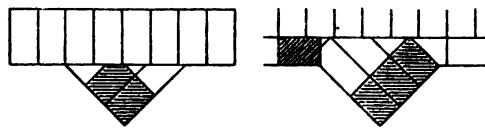


Fig. 154.



äußeren Mauerfluchten, die spitzen Winkel der Steine möglichst in das Innere des Mauerkörpers verlegt worden. Trotz dem ist zuzugeben, daß durch dieses Verfahren ohne Verwendung von Formsteinen keine großen Vortheile zu erzielen sind.

Seltener ist der Fall, daß Mauerfluchten unter schiefen Winkeln einschneidende Pfeilervorlagen einzubinden sind. Das Einbinden erfolgt dann etwa in der in Fig. 154 mitgetheilten Weise.

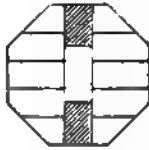
59.
Dreieckige
Pfeilervorlagen.

³⁰⁾ Ueber die Herstellung von Hohlmauern mit Hilfe von Hohlsteinen wird später (Abth. III, Abchn. 1, Kap. 2) die Rede sein.

60.
Polygonale
Freistützen.

Häufiger sind polygonale Freistützen herzustellen, und unter diesen am häufigsten regelmäßig achteckige. Fig. 155 giebt eine Schicht einer solchen von $2\frac{1}{2}$ Stein

Fig. 155.



Stärke für Herstellung aus gewöhnlichen Backsteinen. Durch fortgesetzte Drehung dieser Schicht um 45 Grad kann ein vierfacher Wechsel der Fugenrichtung in vier auf einander folgenden Schichten erzeugt werden. Es entspricht demnach diese Verbandanordnung allen Anforderungen an Fugenverwechslung und Ueberdeckung der Steine in den auf einander folgenden Schichten, während sie andererseits in dem

stark spitzwinkligen Auslauf der stark verhaunenen vier Ecksteine einen bedeutenden Mangel aufweist. Dieser sonst bequem einzurichtende Verband wird daher nur dann anzuwenden sein, wenn es sich um Herstellung weniger und zu putzender Pfeiler handelt. Für andere Fälle ist die Verwendung von Formsteinen entschieden anzurathen. Derartige Beispiele bieten Fig. 156 u. 157.

Fig. 156.

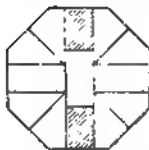
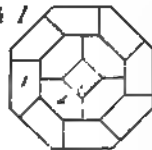


Fig. 157.

Sch. I.



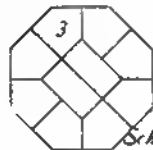
Sch. III.



Sch. II.

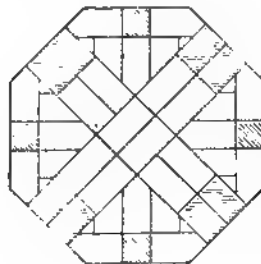


Sch. IV.



ten, während alle übrigen Steine gewöhnliche Mauersteine, bzw. Dreiquartiere sind. In Fig. 157 sind drei verschiedene Sorten Formsteine benutzt worden und dabei ein Fugenwechsel erzielt, der dem des Kreuzverbandes entspricht. Die Einrichtung des Verbandes ist dabei eine sehr leichte.

Fig. 158.



In Fig. 158 ist eine Freistütze von $4\frac{1}{2}$ Stein Stärke dargestellt. Die zweite Schicht ist durch Drehung der ersten um 45 Grad erzielt. Das Princip der Verbandbildung bei diesem Beispiel ist auch für noch stärkere Pfeiler anwendbar. Es wird nur eine Sorte Formsteine für die Ecken nothwendig.

61
Gegliederte
Freistützen

Reicher gegliederte Freistützen mit Vorlagen an den Polygonseiten oder mit Diensten besetzte Pfeiler, wie sie als Stützen von Gewölben oft nothwendig werden, deren auf eine Andeutung zu beschränkende Behandlung sich am besten hier an-

Fig. 159.

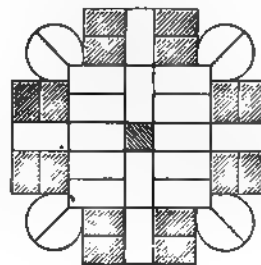


Fig. 160.

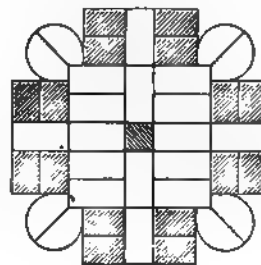


Fig. 161.

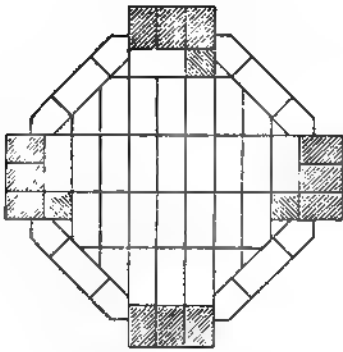
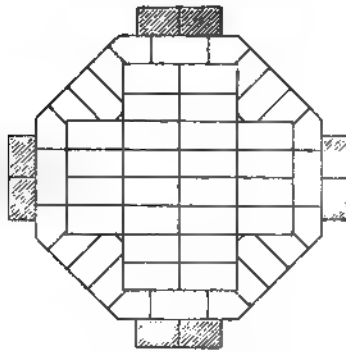


Fig. 162.



schließt, sind immer nur mit Formsteinen und als Rohbau auszuführen. Fig. 159 u. 161 mögen als Beispiele genügen³¹⁾.

Auch unter den polygonalen Hohlpfelern, welche so oft als Fabrikschornsteine Verwendung finden, sind die von regelmäßig achteckigem Grundriss die häufigsten. Es werden bei diesen, wie bei allen anderen, zunächst die Regeln angewendet werden müssen, welche früher für die Bildung der stumpfwinkligen Ecken mitgeteilt wurden, wenn gleich hier die zusammenstoßenden Mauern nur sehr kurz sind. Es ergeben sich dann die in Fig. 160 u. 162 vorggeführten Verbände eines Schornsteines, dessen innere Achteckseite 1 Stein lang ist (der Durchmesser des eingeschriebenen Kreises ist dann gleich $2,414$ Steinlängen) und dessen Wandstärken 1 Stein oder $1\frac{1}{2}$ Stein betragen. Die zweiten Schichten sind sofort durch Drehung der ersten um 45° zu erlangen.

6a.
Polygonale
Hohlpfelern.

7) Runde Mauerkörper.

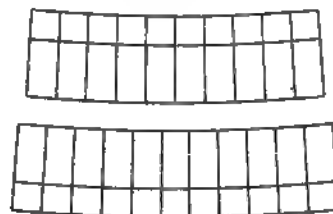
Für die Herstellung von runden Mauerkörpern empfiehlt sich fast mehr noch als für polygonale die Verwendung von Formsteinen, welche an den in den Mauerfluchten oder concentrisch zu diesen liegenden Seiten die entsprechende Krümmung und normal zur Krümmung gerichtete Stoßfugen, also die Form von Ringstücken besitzen müssen. Würde man zur Herstellung runder Mauerkörper die gewöhnlichen rechteckigen Mauersteine verwenden, so erhielte man in jeder Schicht anstatt der gebogenen Flucht eine polygonale. Die Läuferfluchten würden von der Bogenform noch mehr abweichen als die Binderfluchten, weil sie nur die halbe Seitenzahl erhielten als die letzteren. Bei großen Krümmungsradien würden allerdings die Abweichungen von der cylindrischen Mauerflucht so gering ausfallen, daß sie nicht stören könnten.

63.
Gekrümmte
Mauern.

Fig. 163.



Fig. 164.

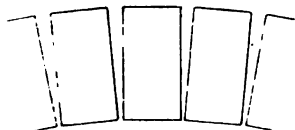


Diese Abweichung könnte noch vermindert werden, wenn man anstatt eines Verbandes mit wechselnden Läufer- und Binderfluchten nur den Binderverband wählte. In Fig. 163 ist dieser Verband für eine 1 Stein starke Mauer, in Fig. 164 jener für eine $1\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer gegeben. Im letzteren Falle kamen abwechselnd außen und innen Zweiquartiere zur Verwendung.

³¹⁾ Zahlreiche Beispiele finden sich in dem schon in Fußnote 26 (S. 30) citirten Werke von *Fleischinger & Becker*, dem auch Fig. 159 u. 161 nachgebildet sind.

Aber auch bei dieser Verbandweise ergeben sich nothwendig von innen nach außen zu sich verbreiternde Stosfugen (Fig. 165). Die Keilform der Stosfugen wird sich mit abnehmendem Krümmungs-Radius verstärken. Es wäre nun zu untersuchen, bis zu welchem Minimal-Radius herab man bei gegebener Steingröße gekrümmte Mauern ausführen könnte, ohne daß die Keilform der Stosfugen unzulässig groß würde, oder welcher geringste Radius sich ergibt, wenn man ein Maximalmaß für die Verbreiterung der Fuge von vornherein fest stellt.

Fig. 165.



Wir wollen den letzteren Weg einschlagen und annehmen, daß die Stosfugen an der äußeren Mauerflucht das Maß von 15 mm nicht übersteigen, an der inneren Flucht aber nicht unter 7,5 mm herabgehen dürfen. Unter Festhaltung des Binderverbandes erhalten wir dann, wie Fig. 166 nachweist, bei der 1 Stein starken Mauer die Proportion

$$135 : 127,5 = (250 + r) : r,$$

$$\text{daraus } r = \frac{127,5 \cdot 250}{7,5} = 4,25 \text{ m},$$

Fig. 166.

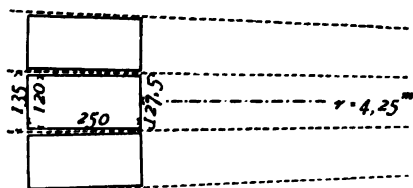
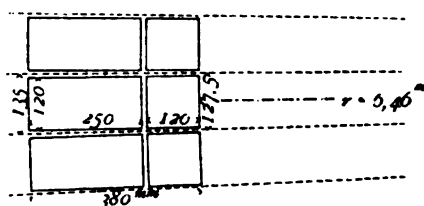


Fig. 167.



wobei r den lichten Radius des gekrümmten Mauerwerkes bezeichnet. Nach Fig. 167 erhalten wir für die $1\frac{1}{2}$ Stein starke Mauer

$$135 : 127,5 = (380 + r) : r$$

$$\text{und } r = \frac{127,5 \cdot 380}{7,5} = 6,46 \text{ m}.$$

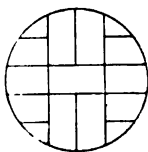
Es würden also unter den gemachten Voraussetzungen 1 Stein starke Mauern mindestens einen Radius von $4,25 \text{ m} = 17$ Steinlängen und $1\frac{1}{2}$ Stein starke Mauern einen Minimal-Radius von ca. $6,5 \text{ m} = 26$ Steinlängen erfordern. Auch für noch stärkere Mauern ergibt sich als ungefähres Verhältniß zwischen Mauerstärke und Radius 1 : 17. Für kleinere Radien oder vielmehr bei gekrümmten Mauern, deren Stärke größer als $\frac{1}{17}$ des lichten Radius ist, wird sich unbedingt das Verhauen der Steine oder noch mehr die Anwendung der beschriebenen Formsteine empfehlen. Mit den letzteren lassen sich dann die gekrümmten Mauern ganz in denselben Verbänden, wie die geraden ausführen.

Die Herstellung von Rundpfeilern aus gewöhnlichen Backsteinen giebt sehr schlechte Resultate, wie das Beispiel in Fig. 168 zeigt, bei welchem allerdings ein Wechsel von vier Schichten ganz verbandgerecht durch fortgesetzte Drehung um 45 Grad erzielt werden kann. Wenn nun auch die Verwechselung der Fugen eine regelrechte ist, so entspricht doch der Verband anderen nicht minder wichtigen Forderungen nur in geringem Grade.

Es sind in jeder Schicht nur zwei centrale Stosfugen vorhanden; alle anderen treffen unter zum Theile spitzem Winkel die Peripherie. Nur ein Stein (der in der Mitte) braucht nicht verhauen zu werden, bei allen übrigen ist dies nothwendig; dabei kommen alle behauenen Flächen in den Umfang zu liegen und eben dahin noch eine Anzahl sehr kleiner Stücke.

In Folge dessen wird sich, abgesehen von sonstigen Nachtheilen, trotz des größten Aufwandes von Mühe und Sorgfalt Seitens des Maurers, immer nur ein sehr

Fig. 168.



unvollkommen gestalteter Säulen-Cylinder ergeben. Es wird in solchen Fällen die Verwendung von Formsteinen auch pecuniär sich lohnen, namentlich wenn man solche nur an der Peripherie verwendet, den Kern aber aus gewöhnlichen Backsteinen herstellt, wie das Fig. 172 zeigt. In Fig. 169 ist der Formsteinverband für einen 2 bis $2\frac{1}{2}$ Stein starken Rundpfeiler in feinen zwei Schichten dargestellt, wobei man mit zwei Sorten von Formsteinen auskommt.

Auch dieser Verband ist mangelhaft, da die ein Sechseck bildenden Zwischenfugen in den auf einander folgenden Schichten sich nur wenig überdecken und in Folge dessen innerhalb des Pfeilers ein nur wenig unter sich verbundener Mantel und Kern sich bilden werden. Bessere Resultate erzielt man bei Anwendung von vier Formsteinarten (Fig. 170). In Fig. 171 u. 172 sind Verbände für 5 Stein starke Rundpfeiler dargestellt. Zur Herstellung von Pfeilern nach Art von Fig. 171 sind sechs Sorten von Formsteinen erforderlich.

Als Beispiel ist noch der aus Formsteinen hergestellte Verband der cannelirten Mittelschiffsäulen der Basilika zu Pompeji hinzugefügt worden (Fig. 173).

Fig. 169.

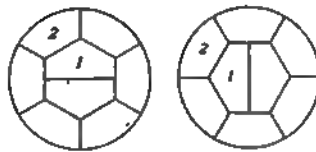


Fig. 170.

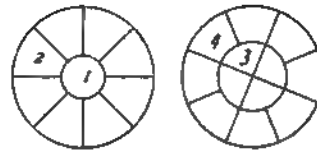


Fig. 171.

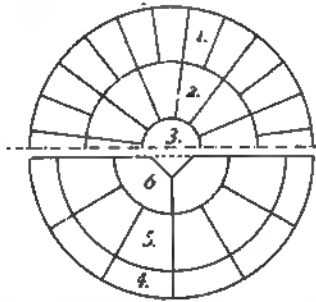


Fig. 172.

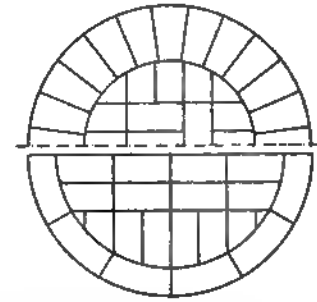


Fig. 174.

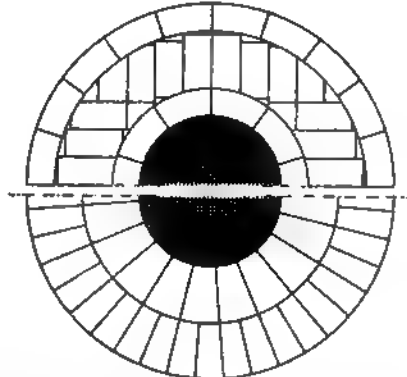


Fig. 173.

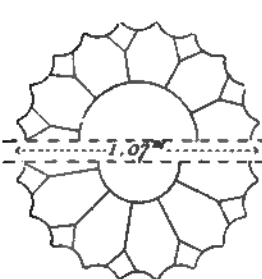


Fig. 175.



Von diesen Säulen stehen jetzt Stümpfe von 1 bis 2m Höhe aufrecht. Die Formsteine sind zwar bei allen nach demselben System gebildet; sie sind aber nicht überall in den Dimensionen gleich. So haben die im Durchmesser wechselnden kreisrunden Mittelstücke 52cm und 48cm, bzw. 36cm und 25cm Durchmesser; dem entsprechend sind auch die radialen Stücke verschieden. Die Lagerfugen sind dünn, 3 bis 5mm dick. Die Stosfugen sind sehr verschieden gemauert. Sie sind bei vielen Säulen bis zu 40mm dick zwischen den radialen Formsteinen; bei anderen sind sie wieder dünn gehalten. Ob dies eben so wie die verschiedene Größe der Steine mit der Herstellung der Säulenverjüngung zusammenhängt, wird sich nur durch genauere Untersuchung fest stellen lassen, namentlich der Frage, ob und welche der Säulenstümpfe nach der Ausgrabung etwa neu aufgemauert worden sind. Die Cannelüren scheinen durch Zuhauen hergestellt worden zu sein. Daß die Säulen geputzt waren, braucht wohl kaum besonders hervorgehoben zu werden.

Verschiedene antike Säulenverbände von Backsteinen aus Pompeji und Rom sind in Theil II, Band 2 dieses »Handbuches« zu finden.

65.
Runde
Hohlfeiler.

Fabrikschornsteine erhalten sehr häufig die Gestalt von Hohlfeilern mit kreisrundem Grundriss. Da bei solchen die Ausführung eines Putzes, sowohl innen als außen, unzumuthig ist, so müssen dieselben unter allen Umständen an den äußeren und inneren Flächen aus Formsteinen hergestellt werden (Fig. 175). Bei größeren Mauerstärken können dabei im Inneren des Mauerwerkes wohl auch theilweise gewöhnliche Backsteine Verwendung finden, wofür Fig. 174 ein Beispiel giebt.

Es mag hier noch angeführt werden, daß man in neuerer Zeit zur Herstellung von Fabrikschornsteinen, sowohl runden als polygonalen, die Verwendung von Hohlsteinen besonders empfiehlt.

8) Bogenverband.

66.
Fugenflächen
und
Fugenlinien.

Die Stein-Constructionen zur Ueberdeckung von Räumen und Oeffnungen müssen wie alle Mauerwerke nach den allgemeinen Gesetzen hergestellt werden, wie sie im 1. Kapitel vorgeführt wurden. Es sind danach die für diese Zwecke zur Anwendung gelangenden Gewölbe aus Schichten herzustellen, deren Lagerflächen im Allgemeinen normal zur Richtung des Hauptdruckes liegen. Es führen dem entsprechend bei den Gewölben die so gelegenen Fugenflächen den Namen Lagerflächen und die Durchdringungen derselben mit den Ansichtsflächen der Gewölbe die Bezeichnung Lagerfugen; alle übrigen Fugenflächen und Fugen nennt man Stofsflächen, bezw. Stofsfugen. Die Richtung des Fugendruckes ist in den Gewölben eine wechselnde; sie folgt einer gekrümmten Drucklinie. Die Schichten eines Gewölbes können demnach nicht von parallelen Lagerflächen begrenzt sein; sondern es müssen die letzteren convergiren. Gewöhnlich ist die Drucklinie nicht concentrisch zur Wöblinie oder Bogenlinie des Gewölbes. Da man aber um des Aussehens willen und um spitzwinkelige Außenkanten der Wölbsteine zu vermeiden, die Lagerfugen normal zur inneren Wöblinie annimmt, bei Kreisbogen also radial gerichtet, so ergibt sich daraus für die Lagerflächen fast immer eine von der theoretisch richtigen abweichende Lage.

67.
Verband.

Diese Abweichung darf nach den Auseinandersetzungen des 1. Kapitels ein gewisses Maß nicht überschreiten, wenn ein Gleiten der Wölbsteine auf einander ausgeschlossen sein soll. Hierauf ist bei der Construction der Gewölbe unter Umständen die gebührende Rücksicht zu nehmen. Dem Gleiten der Wölbsteine auf einander wirkt der zwischen die Fugenflächen gebrachte Mörtel entgegen. Da nun die Wölbsteine zum größten Theile im Bau eine solche Lage haben, daß sie dem Gesetze der Schwere folgen müssen, wenn sie nicht bei genügendem Widerstand der Widerlager durch die Spannung im Gewölbe daran verhindert werden, so folgt daraus, daß Mittel, welche die Reibung in den Fugenflächen vergrößern, für die Wölbungen willkommen sein müssen, also auch die Einbringung des Mörtels in die Fugen. Insbesondere gilt dies für die Gewölbe aus Backsteinen und Bruchsteinen, während bei den Hausteingewölben aus Gründen, die jetzt hier nicht zu erörtern sind, die Verhältnisse etwas anders liegen. Sehen wir also, daß für die Gewölbe aus Backsteinen der Mörtel eine bedeutsame Rolle spielt, so ist klar, daß man die zur Anwendung kommenden Steinverbände nicht ohne Rücksicht auf die Wirksamkeit des Fugenmörtels, die bei den verschiedenen Verbänden in verschiedener Weise Einfluß hat, besprechen kann, daß also deren Erörterung hier noch nicht am Platze ist, sondern auf Abth. III, Abschn. 2, A zweckmäßiger Weise zu verschieben ist. Nichts desto

weniger ist es möglich, hier wenigstens die gebräuchlichen Verbandanordnungen vorzuführen, welche bei der Construction der Mauer- und Gurtbogen zur Anwendung gelangen, weil sie ganz und gar den Pfeilerverbänden entsprechen, wenn man sich die lothrechte Axenlinie des Pfei-

Fig. 176.

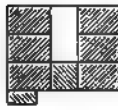


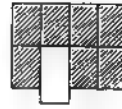
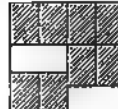
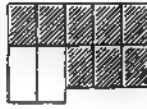
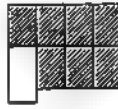
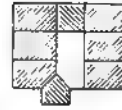
Fig. 177.



Fig. 178.



Fig. 179.



lers durch die gekrümmte des Bogens ersetzt denkt. Es können dann die für Freistützen früher gegebenen Verbandanordnungen als unmittelbar auch für Bogen gültig angenommen werden. Es brauchen diese Beispiele hier nur durch solche, die auf die Bildung eines Anschlages Bezug haben, vermehrt zu werden, da bei den zur Ueberdeckung von Fenster- und Thüröffnungen angewendeten Mauerbogen Anschläge aus denselben Gründen wie bei den Thür- und Fensterpfeilern erforderlich werden. Den für letztere in Fig. 101, 102, 105 bis 109 mitgetheilten Beispielen schließen sich die unter Fig. 176 bis 180 für Bogen passend an.

Erhalten die Bogen eine bedeutende Tiefe, werden sie zu Tonnengewölben, so erhalten die Schichten die Verbandanlagen von Mauern mit lothrechten Abschlüssen an beiden Enden, wie ja auch die Pfeiler in ihrem Verband nichts Anderes zeigen, als die nahe zusammengedrängten Endigungen von Mauern.

Am besten werden die Bogen aus keilförmig gestalteten Steinen ausgeführt. Kann man solche für den gegebenen Radius des Bogens nicht geformt aus der Ziegelei beziehen, so muß man sie keilförmig zuhauen. Besonders wichtig wird dies für die Halbkreisbogen, weil bei diesen die Dicke des Bogens im Verhältniß zum Radius ziemlich groß ist, die Schichten also stark keilartig ausfallen. Die Keilform der Steine darf aber gewisse Grenzen nicht überschreiten. Beim Brennen würde eine sehr ungleichmäßige Dicke der Steine ein Verziehen zur Folge haben; eben so würde aber ein zu starkes Verhauen die Wölbsteine zu sehr schwächen. Man kann wohl annehmen, daß die Schwächung der Steine $\frac{1}{8}$ der Dicke, also beim Normalformat ca. 22 mm nicht übersteigen sollte. Nimmt man einen solchen noch zulässigen Unterschied in der Dicke der Steine an der inneren und äußeren Wölbfläche des Bogens an, so wird sich daraus berechnen lassen, welche Stärke ein Bogen, der im Verband eingewölbt werden soll, bei gegebenem Radius nicht übersteigen darf, oder bis zu welchem kleinsten Radius herab ein Bogen von gegebener Stärke im Verband hergestellt werden kann. Unter dieser Annahme berechnet sich der Radius eines Bogens

$$\begin{aligned} &\text{von } \frac{1}{8} \text{ Stein Stärke zu } 251 \text{ mm,} \\ &\quad \times 1 \quad \times \quad \times 528 \quad \times, \\ &\quad \times 1\frac{1}{8} \quad \times \quad \times 796 \quad \times, \end{aligned}$$

also im Allgemeinen annähernd der Radius als Zweifaches der Bogenstärke⁸²⁾.

Bei flachen Bogen convergiren die Schichten nicht stark, so daß es möglich wird, dieselben aus den parallelepipedischen gewöhnlichen Backsteinen herzustellen und nur die Lagerfugen keilartig zu gestalten, ähnlich wie dies für rundes Mauer-

Fig. 180.



68.
Form
der
Steine.

⁸²⁾ Dieses Verhältniß wurde genau richtig sein, wenn die Dimensionen der Backsteine sich genau wie 1 2 4 verhielten.

werk erörtert wurde. Nimmt man wie damals die zulässige Dicke der Fugen am Bogenrücken zu 15 mm und die Fugendicke an der Bogenlaibung zu 7,5 mm an, so berechnet sich dann der lichte Radius des Bogens

bei 1 Stein	Bogenstärke zu	2,416 m,
» 1½ »	»	» 3,671 »
» 2 »	»	» 4,930 »

also ungefähr der Minimal-Radius, mit dem ein Bogen aus gewöhnlichen Backsteinen, ohne daß die Fugen zu keilartig ausfallen, im Verband gewölbt werden kann, zur 10-fachen Bogenstärke.

Sind die Bogen im Verhältniß zum Radius so stark zu machen, daß die Steine oder die Fugen in unzulässiger Weise keilförmig gemacht werden müßten, so muß man es aufgeben, in Verband zu wölben. Man muß dann von einem der ersten Grundsätze für alle Steinverbände absehen, nämlich dem, daß in auf einander folgenden Schichten nie Stofffugen auf einander treffen sollen. Die Ausführung erfolgt dann entweder so, daß man mehrere im Verbande gewölbte Ringe über einander anordnet, oder so, daß man den Bogen aus einer Anzahl von concentrischen, ½ Stein starken Schalen oder Ringen (den englischen Verband, Schalen- oder Rouladen-Bogen) zusammensetzt. Bisweilen werden die Schalen an passenden Stellen durch Binder verbunden oder in Abtheilungen zerlegt. Das Nähere über diese Constructionen folgt später.

b) Quaderverbände.

69.
Natürliche
und künstliche
Quader.

Regelmäßig bearbeitete natürliche Steine von ansehnlicher Größe nennt man Quader, Hausteine, Werksteine, Werkstücke oder Schnittsteine. Quader werden aber auch größere, aus Mörtelmaterialien durch Gießen oder Stampfen in Formen erzeugte künstliche Steine genannt (Beton-Quader). Zwischen natürlichen und künstlichen Quadern ist indess in Beziehung auf die Verbandanordnung weiter kein Unterschied zu machen als der, der sich daraus ergibt, daß es für die künstlichen Quader bequemer ist, dieselben in genau regelmäßiger Form herzustellen, während bei den natürlichen Quadern häufig gewisse Abweichungen von der regelmäßigen Form zulässig erscheinen.

70.
Dimensionen
der
Quader.

Würde man die Dimensionen der Quader nach den für die Backsteine gültigen Verhältnissen bestimmen, so würde über die Quaderverbände weiter gar nichts Besonderes zu fagen sein. Die Quader haben aber in der Regel kein vorher genau bestimmtes Maß; sondern sie werden für jeden Bau besonders bestellt und hergerichtet, so daß man in der Lage ist, innerhalb gewisser Grenzen die Dimensionen nach den herzustellenden Mauerdicken fest zu setzen⁸³⁾. Die Dimensionen für jeden einzelnen Quader werden in den für jede Schicht zu zeichnenden und genau zu cotirenden Schichtenplänen ermittelt und bei der Bestellung angegeben. Die Lieferung muß dann unter Hinzufügung des sog. Arbeitszolles (2,5 bis 3 cm) erfolgen. Immerhin ist man aber bei der Festsetzung der Dimensionen abhängig von der Art des natürlichen Gesteines und von der Stärke der Bänke oder Schichten desselben in den Steinbrüchen. Hierüber, so wie über die Proportionirung der Quader ist schon im

⁸³⁾ Es ist hierzu anzuführen, daß in einigen Gegenden mit ausgedehntem Steinbruchbetrieb gewisse Sorten von Quadern auf Vorrath gearbeitet und nach einem Marktpreis verkauft werden. Es finden dieselben dann in der Regel nur bei Masserbauten Verwendung, beim Hochbau meist nur zu den Fundamenten. So ist es z. B. in den sächsischen Elb-Sandsteinbrüchen, wo die Masse für eine ziemliche Zahl von oft verlangten Steinwaaren durch Vereinbarung fest gesetzt worden sind; diese werden nach dem Stück bezahlt, während alle übrigen nach Maß bestellten Steinstücke nach dem Rauminhalt verrechnet werden. — Gleiches ist in Baden der Fall.

1. Kapitel das Nothwendige gefagt worden. Es mag dem hier noch hinzugefügt werden, daß die Höhe eines Quaders, auch wenn daran fest gehalten wird, daß die natürliche Schichtung normal zur Druckrichtung zu legen ist, doch niemals die Dicke der Bank des Steinbruches übersteigen darf, damit die Quader keine natürlichen Lagerfugen erhalten. Eben so soll aber die Höhe der Quader nicht viel kleiner als die Bankdicke genommen werden; ausgenommen natürlich den Fall sehr großer Mächtigkeit der Bänke, wie sie häufig bei den Sandsteinen vorkommt. Bei reicheren Quaderbauten wird man innerhalb der eben angedeuteten, für das zur Verfügung stehende Material zu ermittelnden Grenzen die Dimensionen der architektonischen Ausbildung entsprechend fest setzen. Bei billiger herzustellenden Bauten dagegen wird man mehr auf die Dimensionen Rücksicht zu nehmen haben, in denen sich die Steine in den Brüchen gewöhnlich ergeben. Man wird zwar die Höhe aller Steine einer Schicht gleich halten, dagegen auf die Gleichheit der Länge aller Steine und der Höhe der über einander folgenden Schichten verzichten.

Hauptgrundfatz für die Herstellung eines guten Verbandes bleibt dann eine gute Ueberbindung der Steine in der Längen- und Querrichtung der Mauern. Als Minimum dieses Ueberbindungsmaßes, also des Maßes, bis zu welchem sich die Stoszfugen zweier auf einander folgenden Schichten nähern dürfen, ist die halbe Höhe der Quader anzunehmen; als mittleres Ueberbindungsmaß ist dagegen die ganze Quaderhöhe anzustreben.

Je nach der Stärke der Mauer wird dieselbe nur aus Läufern oder aus Läufern und Bindern zusammengesetzt oder wohl auch aus neben einander zu legenden, verschieden breiten Läuferreihen. Die Läufer erhalten eine Länge, die gleich ist der zwei- bis dreifachen Höhe, und eine Breite gleich der einfachen bis doppelten Höhe. Den Bindern giebt man ein Drittel bis die Hälfte der Läuferlänge zur Breite und macht sie zwei bis dreimal so lang. Die Proportionirung der Dimensionen ist jedoch, wie früher schon angeführt, von der Güte und Festigkeit des Materiales abhängig.

Ist die Mauer nur so dick, daß eine Quaderbreite zur Herstellung derselben ausreicht, so wird sie nur aus Läufern hergestellt. Sind alle Quader gleich lang, so erhält man dann den Läufer- oder Schornsteinverband der Backsteine (Fig. 185). Je nachdem man die Quader erhalten kann oder größeren oder geringeren Werth auf Regelmäßigkeit des Verbandes legt, sind weiter noch folgende Varianten des Läuferverbandes zu unterscheiden:

1) gleich hohe Schichten, in den Schichten regelmäßiger Wechsel von kurzen und langen Steinen (Fig. 181);

2) regelmäßiger Wechsel von niedrigen und hohen Schichten, in den wiederkehrend gleich hohen Schichten gleich lange Steine, in den un-

Fig. 181.

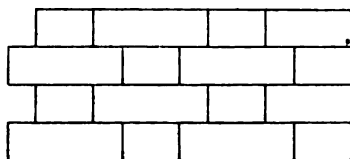


Fig. 183.

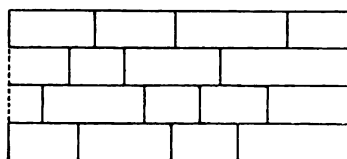


Fig. 182.

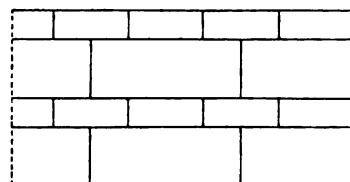
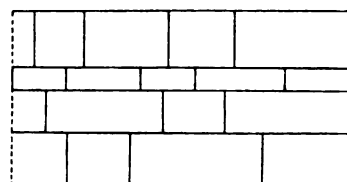


Fig. 184.



71.
Verband
für 1 Stein
starke
Mauern.

Fig. 185.

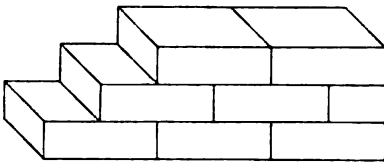
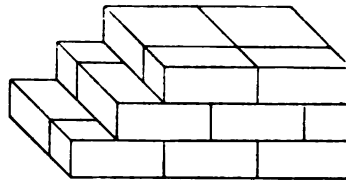


Fig. 186.



mittelbar auf ein-
ander folgenden
Schichten unglei-
che Länge der
Steine (Fig. 182);
3) gleich hohe
Schichten, un-

gleiche Länge der Steine (Fig. 183);

4) verschieden hohe Schichten und ungleiche Länge der Steine (Fig. 184).

Ist die Mauer stärker als eine Quaderbreite, so kann sie:

1) aus Schichten, die aus zwei verschieden breiten Läuferreihen bestehen

(Fig. 186), herge-
stellt werden;

2) man kann Bin-
derreihen und Läu-
ferreihen wechseln
lassen (Fig. 187);
man erhält dann den
Blockverband der
Backsteine, den man

durch abwechselnde Verschiebung der Läuferreihen in den Kreuzverband umgefallen
könnte;

3) man kann Binder mit Läufern in den einzelnen Schichten abwechseln lassen
(Fig. 188); man erhält dann den polnischen oder gothischen Verband mit seinen

Mängeln, die sich
aber durch Anwen-
dung von verschie-
den breiten Läufern
beseitigen lassen, wie
Fig. 189 zeigt.

Auch die ande-
ren Ziegelverbände
lassen sich nach

Fig. 187.

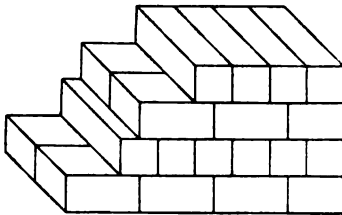


Fig. 188.

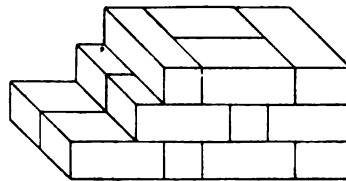


Fig. 189.

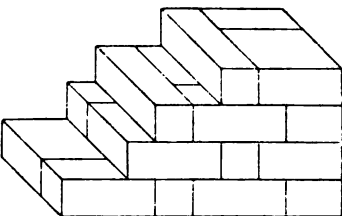
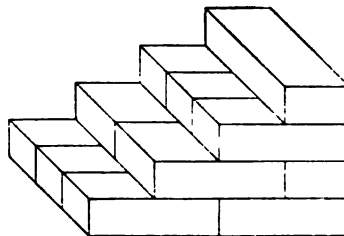


Fig. 190.

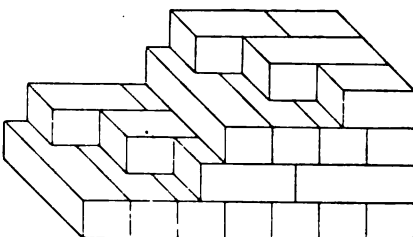


Belieben zur Anwendung bringen.

Bei noch dickeren Mauern kann man in einer Schicht um die andere dieselbe
aus drei Läuferreihen bestehen lassen, die übrigen Schichten entweder aus zwei
Läuferreihen herstellen (Fig. 190) oder aus lauter Durchbindern (Fig. 191).

Es können hierbei die Schichtenhöhen auch verschieden sein; z. B. anstatt daß sie, wie in Fig. 190
gleich hoch angenommen sind, könnten die Schichten aus
drei Läuferreihen niedriger als die mit zweien gehalten
werden. Auch ist es nicht nothwendig, daß sich die
Stoßfugen schneiden, wie dies bei den Backsteinverbänden
üblich und zweckmäßig ist; sondern es kann in den Läu-
ferreihen die innigere Verwechselung der Stoßfugen angeord-
net werden, wie sie Fig. 191 zeigt.

Fig. 191.



Im Uebrigen können auch bei den eben
besprochenen stärkeren Quadermauern diesel-
ben Variationen in Bezug auf die Größen der

Quader eintreten, wie bei den Mauern, die nur aus einer Quaderreihe hergestellt werden, wenn nur immer ein genügendes Ueberbindungsmaß eingehalten wird.

Stärkere Quadermauern,* als die schon wenig verwendeten, welche eine dreifache Quaderbreite zur Dicke haben, sind sehr theuer und kommen im Hochbau wohl nur selten vor. Sie werden in der Regel durch die gemischten Mauerwerke ersetzt, die später zur Besprechung gelangen.

Die Mauerecken, Maueranschlüsse und Mauerdurchkreuzungen, die Maueranschlüge und die Freistützen können nach denselben Verbandregeln, natürlich unter Berücksichtigung der Größe der Quader, aus diesen hergestellt werden, wie sie für die Backsteine ausführlich erörtert worden sind, bedürfen daher hier keiner wiederholten Besprechung. Es ist jedoch

73.
Mauerecken,
-Anschlüsse,
-Durch-
kreuzungen
etc.

hier darauf aufmerksam zu machen, daß die Quader, allerdings unter Materialverlust, eine Bearbeitung in beliebigen Formen gestatten, welche Verbänderleichterungen ermöglichen, wie sie bei den Backsteinen nur ausnahmsweise und dann auch gewöhnlich nur mit Formsteinen zur Ausführung gelangen. Es bezieht sich diese Bemerkung auf die häufig angewendeten Auskröpfungen oder Ausklinkungen der Quader.

Fig. 192.

Fig. 193.

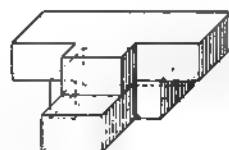
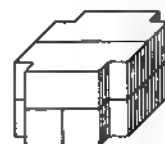


Fig. 194



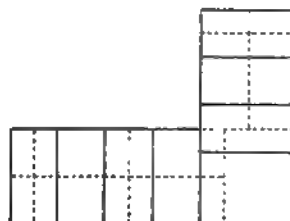
Fig. 195.



Es stellen dar: Fig. 192 eine Eckbildung, Fig. 193 einen Maueranschluss, Fig. 194 die Bildung des Anschlages einer Oeffnung, Fig. 195 einen Kreuzpfeiler unter Benutzung solcher ausgekröpften Quader oder der sog. Flügelsteine.

Ferner kann angeführt werden, daß man sich zur Bildung der Ecken öfters auch größerer Quader bedient, als sonst in der Mauer Verwendung finden (Fig. 196).

Fig. 196.



Bei stumpf- und spitzwinkligen, so wie bei abgerundeten und abgestumpften Ecken, die hier nur beiläufig erwähnt werden sollen, legt man ebenfalls zweckmäßiger Weise größere Quader an die Ecke, und zwar häufig in diagonalen Richtung mit der Rücksichtnahme, daß die Stosfugen möglichst normal zu den Fluchten stehen ⁸⁴⁾.

c) Verbände für Mauern aus Bruchsteinen und Feldsteinen.

Unter Feldsteinen versteht man alle Geschiebe und Findlinge verschiedener Größe, die sich zerstreut in den Flüssen, an den Ufern derselben, in Wäldern und auf Feldern finden, also alle einzeln sich findenden Steine. Unter Bruchsteinen sind dagegen alle solchen Steine zu verstehen, die von anstehenden Felsen gebrochen werden. Sind die Feldsteine groß, so können sie zertheilt werden und eben so wie

74.
Steinmaterial

⁸⁴⁾ Ausführlicheres über die Eckbildungen von Quadermauern siehe in RINGLES, A. Lehrbuch des Steinchnitts. Berlin 1844.

die Bruchsteine grössere oder geringere Bearbeitung erfahren. Von den Quadem unterscheiden sich die Bruchsteine entweder durch die geringere Bearbeitung oder, wenn sie regelmässig bearbeitet sind, durch die geringere Grösse³⁵⁾. Im letzteren Falle sind sie Schichtsteine³⁶⁾ zu nennen, wenn sie parallelepipedische Form haben, Polygonsteine oder Mosaiksteine dagegen, wenn sie polygonale Stirnseiten erhalten.

75.
Mauerwerks-
arten.

Bei Herstellung jedes Bruchstein- oder Feldsteinmauerwerkes ist die Einhaltung der Verbandregeln, wie sie für regelmässige Steine gelten, nach Möglichkeit anzustreben. Je gleichmässiger die Zusammensetzung der Schichten, je besser der Verband in denselben, um so besser wird das Mauerwerk sein, um so mehr wird es sich an Güte dem Backstein- und dem Quadermauerwerk nähern.

Das Bruchsteinmauerwerk lässt sich danach in folgende 3 Gattungen zerlegen:

- 1) Mauerwerk aus Schichtsteinen;
- 2) Mauerwerk aus lagerhaften Bruchsteinen mit abgesetzten Schichten, und
- 3) ordinäres Bruchsteinmauerwerk.

Zu diesen würden noch als besondere Formen hinzutreten haben:

- 4) der Cyclophen-Verband und
- 5) der Polygon- oder Mosaik-Verband.

76.
Mauerwerk
aus
Schichtsteinen.

Charakteristisch für das Schichtsteinmauerwerk ist, dass alle Schichten in gleicher Stärke durchgehen. Die Schichten werden dabei entweder durchgängig gleich hoch (ca. 20 cm) oder verschieden hoch gehalten. Im ersten Falle werden die Schichten in der Regel nur äusserlich mit regelmässig bearbeiteten Schichtsteinen (im westlichen Deutschland *moellons* nach dem Französischen genannt) verkleidet und im Inneren aus Füllsteinen gebildet, während es im zweiten Falle ohne wesentlich höheren Kostenaufwand möglich ist, die Schichten durchweg aus lauter Schichtsteinen herzustellen. Diese letztere Art des Mauerwerkes ist im Inneren und Aeusseren ganz gleichartig gebildet (nur die Stirnseiten erhalten oft feinere Bearbeitung), und ein regelrechter Verband ist bei derselben durchführbar. Es steht ein solches Mauerwerk bei entsprechendem Material an Güte kaum hinter dem Backstein- und Quadermauerwerk zurück.

Werden Füllsteine (mehr oder weniger unregelmässige Stücke) im Inneren zur Anwendung gebracht, so ist zur Erzielung eines leidlichen Verbandes die Verwendung von möglichst vielen Bindern nothwendig. Auf zwei Läufer in der Front soll mindestens ein Binder kommen. Die Länge der Steine darf das Drei- bis Fünffache der Höhe nicht übersteigen; als Minimum der Höhe ist 10 cm anzusehen. Die Ueberbindung der Steine soll mindestens 8 bis 10 cm betragen.

77.
Mauerwerk
mit abgesetzten
Schichten.

Vom Schichtenmauerwerk unterscheidet sich das Mauerwerk mit abgesetzten Schichten dadurch, dass die entweder von Natur lagerhaften oder mit dem Hammer lagerrecht bearbeiteten Bruchsteine nicht in durchgehenden Schichten vermauert, sondern je nach ihrer Höhe so zusammengesetzt werden, dass manchmal 3 Schichten in 2 oder 2 Schichten in 1 übergehen (d. h. die abgesetzten Schichten). Hohlräume in den Fugen sind mit Schiefern oder Steinsplittern (Zwickern) auszufüllen.

Ofters ist eine horizontale Abgleichung herbeizuführen, so dass etwa alle 1 bis 1,25 m eine Lagerfuge durch die ganze Mauer hindurchläuft. Auch sind bei geringeren Mauerstärken in Abständen von 1,5 bis 1,8 m Durchbinder anzuordnen. Gleichförmiges

³⁵⁾ D. h. es darf das Gewicht nicht grösser sein, als dass sie noch von 1, höchstens 2 Maurern mit den Händen verlegt werden können.

³⁶⁾ Siehe auch Theil I, Band 1 dieses „Handbuches“ (Fussnote 6 auf S. 67).

Setzen des Mauerwerkes erzielt man durch gleichmäßige Vertheilung der größeren Steine und dadurch, daß man an denjenigen Stellen, wo mehrere weniger dicke Steine über einander folgen, den Mörtel in den Lagerfugen dünner aufträgt.

Mauerwerk aus ganz unregelmäßigen Bruchsteinen oder Feldsteinen nennt man ordinäres Bruchstein- oder Feldsteinmauerwerk. Es werden die Steine so gut, als möglich, an einander gepaßt; auf eine Deckung der Stosfugen wird Rücksicht genommen, wo möglich alle Steine auf die Breitseite und als Binder verlegt und auch das Innere aus möglichst großen Steinen hergestellt, kleine Stücke nur zur Füllung von Höhlungen zwischen den großen verwendet. Zu den Ecken nimmt man die größten und lagerhaftesten Steine. In vielen Fällen, namentlich bei den rundlichen Feldsteinen, muß man die Ecken aus besserem Material herstellen. In Höhenabständen von 1,5 bis 2,0 m ist das Mauerwerk horizontal, auch wieder mit möglichst großen Stücken, abzugleichen (Mauerung in Bänken). Die Festigkeit der Mauern gewinnt sehr, wenn man an diesen Stellen einige Schichten aus regelmäßigem Material (3 bis 4 Backsteinschichten oder mehrere Schichten aus lagerhaften Steinen) einschaltet.

78.
Ordinäres
Bruchstein-
mauerwerk.

Zum ordinären Bruchstein-Mauerwerk ist auch das Mauerwerk aus Flußgeschieben und das aus Kiesel, ferner das in England vorkommende, aus Feuersteinen hergestellte *flint-work* etc. beizuzählen.

Der Cyclophen-Verband wird wie das ordinäre Bruchsteinmauerwerk aus ganz unregelmäßigen Stücken hergestellt; nur sind diese Stücke oft von sehr bedeutender Größe, und es werden dieselben gewöhnlich ohne Mörtel vermauert. Die Steine werden nur wenig zugerichtet, möglichst gut zusammengepaßt und die Höhlungen zwischen denselben mit kleineren Stücken sorgfältig ausgefüllt.

79.
Cyclophen-
Verband.

Der Polygon-Verband ist nur eine Verfeinerung des Cyclophen-Verbandes. Die Steinstücke werden an den Fugenflächen so bearbeitet, daß sie überall scharf an einander passen. Erhalten dabei die Steine durchgängig eine gleiche oder rhythmisch wiederkehrende regelmäßige Form, so ergibt sich der zierliche, aber sehr theuere Mosaik-Verband. Der Polygon-Verband kommt naturgemäß am zweckmäßigsten für die krystallinischen Steine zur Verwendung; doch liefert besonders der Basalt in Folge seines Vorkommens in Säulen von polygonalem Querschnitt ein leicht herzustellendes gutes Polygon-Mauerwerk.

80.
Polygon-
und Mosaik-
Verband.

Da bei den Bruchsteinmauerwerken der Mörtel gewöhnlich eine große Rolle spielt, sogar mit Cementmörtel ein vorzügliches Mauerwerk aus ganz unregelmäßigen Steinen sich herstellen läßt, weil ferner zur Vermehrung der Festigkeit der Mauern dabei oft gemischte Materialien zur Verwendung gelangen, so erscheint es zweckmäßig, die eingehendere Besprechung auf die Abth. III, Abschn. I, A zu verschieben.

d) Verbände für Mauern aus gemischtem Mauerwerk.

Man hat es mit gemischtem Mauerwerk zu thun, entweder wenn einzelne verticale Partien der Mauern aus anderem Material hergestellt werden, als der größere Theil der Längenerstreckung, oder wenn die Mauer der ganzen Länge und Höhe nach aus parallel neben einander fortlaufenden Theilen von verschiedenem Material besteht.

81.
Verschieden-
heit.

Die zuerst angeführte Anordnungsweise wird getroffen, wenn die Mauer an einzelnen Stellen fester construirt werden soll, als dies mit dem in ihrem Haupttheile zu verwendenden Material möglich ist, wie dazu namentlich die Ecken von

Bruchsteinmauern Veranlassung geben. Wird aus constructiven, ökonomischen oder ästhetischen Gründen die Mauer aufser an den Ecken noch an anderen Stellen durch Verticalstreifen von anderem Material in Abtheilungen zerlegt, so ergibt sich eine Construction, die eine gewisse Analogie mit den Holz- und Eisen-Fachwerken zeigt, aber auch zum Theile deren Mängel aufweist. Diese Aehnlichkeit wird noch grösser, wenn die Verticalstreifen durch horizontale Schichten von regelmässigen Steinen mit einander verbunden sind.

Man kann daher diese Constructionsweise als Stein-Fachwerk bezeichnen.

Die zweite Ausführungsweise wird gewählt, wenn ein Material von geringer Witterungsbeständigkeit zu schützen ist, oder wenn das Aussehen eines Mauerwerkes verbessert werden soll, oder wenn Aussenflächen von besonders grosser Widerstandsfähigkeit gegen mechanische, chemische oder physikalische Einflüsse erforderlich werden. Es handelt sich also in der Regel um die Verkleidung oder Verblendung eines geringeren Materiales mit einem besseren. Damit ist gewöhnlich eine nicht unwesentliche Kostenersparnis verknüpft, wegen deren wohl alle Monumentalbauten der Neuzeit nicht in gleichförmigem, sondern in gemischtem Material ausgeführt werden. Als übliche Combinationen sind anzuführen: Mauerkern von Backsteinen, Bruchsteinen oder Beton mit Verblendung oder Vertäfelung von irgend einem Haufstein oder kostbareren Gestein, wie Marmor, Serpentin u. a. m. oder Verkleidung eines eben solchen Mauerkernes mit Verblendsteinen, Klinkern oder mit feineren Thonwaaren, als Terracotta, Majolica, Fayence u. dergl.

Beide Ausführungsweisen, das Stein-Fachwerk sowohl, als auch die Mauerverblendung führen ähnliche Nachtheile mit sich, die in den nachfolgenden Artikeln noch zu erörtern sein werden. In Abth. III, Abschn. 1, A (Wände) wird Gelegenheit sein, die Anwendung und Ausführung der gemischten Mauerwerke ausführlich zu besprechen, weswegen wir uns hier auf die Behandlung der Principien der hierher gehörigen Verbandanordnungen zu beschränken haben.

Wir beschäftigen uns zunächst mit den Mauerverblendungen, und zwar nur mit denjenigen Fällen, in denen die Verblendung eines Mauerkernes von Backsteinen, Bruchsteinen oder Beton mit Quadern oder eines Mauerkernes von ordinären Bruchsteinen oder Beton mit Backsteinen erforderlich wird.

8a.
Allgemeines
über
Verblendungen.

Obgleich bei allen gemischten Mauerwerken die gewöhnlichen Verbandregeln zu befolgen sind, so ist doch noch auf einen besonderen Umstand Rücksicht zu nehmen: es ist dies die ungleichmässige Zusammensetzung des Mauerkörpers. Diese führt zu einer verschiedenen Zahl von Lagerfugen in dem äusseren und inneren Theil und bedingt dadurch in demselben ungleich grosse Compression des Mörtels, also ungleichmässiges Setzen. Trotz angewandeter Vorsicht ist das Resultat davon, dass der eine Theil dem anderen beim Setzen nicht zu folgen vermag und dass Längsspaltungen sich ergeben. Der äussere Theil, die Verblendung, ist in der Regel der schwächere. Kommt dann dazu, was sehr häufig der Fall ist, dass er weniger Lagerfugen, als der Kern hat, und besitzt er dabei nicht die der Belastung entsprechende Knickfestigkeit, so ergeben sich zunächst Ausbauchungen und dann Einsturz der Verblendung. Aehnliche Gefahren können auch eintreten in Folge unüberlegter Verwendung von Mörteln von verschiedenen Eigenschaften im Mauerkern und in der Verblendung. Es wird also bei gemischten Mauerwerken, abgesehen davon, dass die Gesamtdicke aller Lagerfugen in beiden Theilen möglichst gleich zu halten und wo möglich ein nicht schwindender Mörtel zu verwenden ist, darauf ankommen, das Entstehen von

Längsspaltungen durch eine möglichst innige Verbindung der Verblendung mit dem Mauerkern zu verhindern. Dies wird erreicht durch Anordnung von entsprechend vielen, in den Kern eingreifenden Bindern in der Verblendung. Die Möglichkeit der Anwendung sehr vieler Binder gewährt besonders der holländische Verband, der denn auch für die Verblendungen mitunter zur Verwendung gelangt. Wegen der vielen Binder wird derselbe aber oft zu kostspielig befunden, und man begnügt sich daher gewöhnlich mit der Verwendung des Block- oder Kreuzverbandes, so wie besonders mit dem polnischen Verband oder Variationen desselben. Auch kann nicht unter allen Umständen eine sehr große Zahl von Bindern als zweckmäßig bezeichnet werden, worauf in Abth. III, Abschn. I, A, Kap. I zurückgekommen werden wird.

Außer den erwähnten Vorichtsmafsregeln wird noch gewöhnlich die in Anwendung gebracht, ein gemischtes Mauerwerk stärker zu machen, als ein gleichförmig regelmäfsiges. Häufig hält man den Mauerkern so stark, dafs er für sich allein der gegebenen Beanspruchung genügen würde.

Die Festigkeit der gemischten Mauerkörper wird wesentlich vergrößert, wenn man in Zwischenräumen Schichten von regelmäfsigem Material ganz durchgehen läßt, wie dies auch für ordinäres Bruchsteinmauerwerk empfohlen wurde (siehe Art. 78, S. 65).

Außer durch Anordnung einer genügenden Anzahl eingreifender Binder ist zwischen der Quaderverblendung und einem aus regelmäfsigen Steinen bestehenden Mauerkern eine innige Verbindung nur dann zu erzielen, wenn eine Schicht der Verblendung einer Anzahl von Schichten der Hintermauerung genau entspricht, so dafs also alle Lagerfugen der Verblendung horizontal durch den ganzen Mauerkörper hindurch gehen. Bei Hintermauerung mit nur lagerhaften oder ordinären Bruchsteinen ist Aehnliches anzustreben.

Die Quaderverblendungen können entweder auf beiden Seiten der Mauer vorhanden sein oder nur auf einer; sie können entweder aus vollständigen Quadern oder nur aus Platten bestehen.

Ist die Quaderverblendung auf beiden Häufern der Mauer auszuführen, so werden dann die Verbandanordnungen anwendbar, wie wir sie bei den Hohlmauern aus Backsteinen als Kästelverbände kennen gelernt haben (siehe Fig. 147 bis 151, S. 52). Die Festigkeit solcher Mauern wird besonders grofs, wenn die Mauerdicke und die Steinlängen es gestatten, die Binder als Durchbinder oder Ankersteine durch die ganze Mauer hindurch reichen zu lassen (Fig. 197). Vermehrt kann die Festigkeit noch werden, wenn eines der im 3. Kapitel zu besprechenden künstlichen Verbindungsmittel in Anwendung gebracht wird. Diese letzteren gebraucht man auch mit demselben Nutzen, wenn Ankersteine durch an einander zu stofsende kleinere Stücke ersetzt werden müssen, oder wenn die Binder nur bis zur gegenüber liegenden Läuferreihe reichen.

Wird eine Quaderverblendung nur an einem Mauerhaupte ausgeführt, so wird man, je nach den Mitteln oder Umständen, mehr oder weniger Binder in Anwendung bringen. Als genügend fest betrachtet man in der Regel einen Verband, bei welchem in jeder Schicht der Verblendung zwischen

83.
Quader-
verblendung.

Fig. 197.

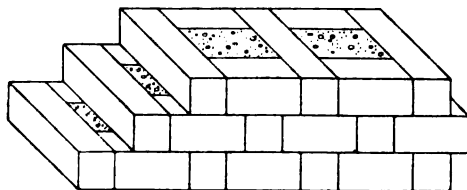


Fig. 198.

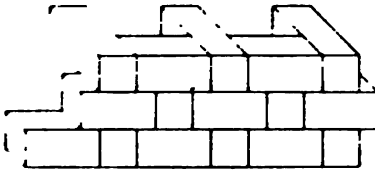


Fig. 199.

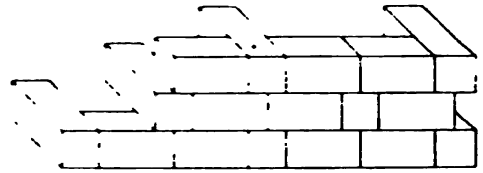
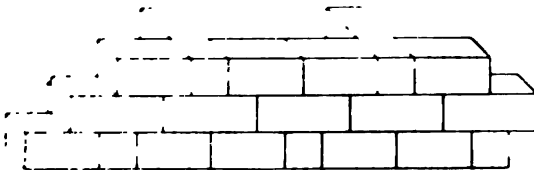


Fig. 200.



zwei Läufern ein Binder liegt, also den polnischen Verband (Fig. 198). Verbände von geringerer Festigkeit zeigen in absteigender Linie Fig. 199 u. 200³⁷⁾. Für Verblendungen mit Haufsteinplatten empfiehlt sich besonders der in Fig. 201 u. 202 dargestellte

Verband. Die Lage der Binder kann auch bei diesen Anordnungen durch künstliche Verbindungsmittel gesichert werden.

Fig. 201.

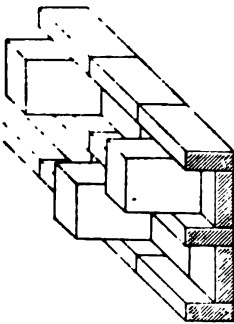


Fig. 202.

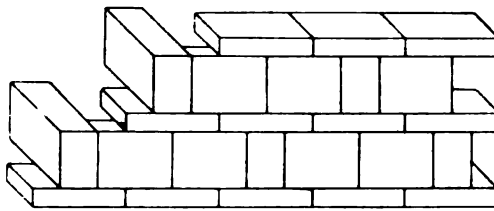
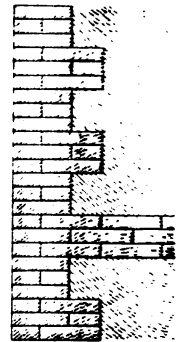


Fig. 203.



84.
Verblendung
mit
Backsteinen.

Erhalten die Mauern bei geringeren Stärken auf beiden Seiten Verblendung mit Backsteinen, so eignen sich ebenfalls die Anordnungen des Käftelmauerwerkes. Bei größeren Mauerstärken und einseitiger Verblendung kommt namentlich der polnische Verband zur Anwendung (Fig. 204). Doch ist derselbe eigentlich nur geeignet, wenn der Mauerkern aus Beton oder sehr kleinstückigen Bruchsteinen besteht. Bei größeren Bruchsteinen ist eine gleichmäßige Auflagerung der eingreifenden Binderköpfe nur schwer herbeizuführen und deshalb bei der geringen Dicke der Backsteine ein Abbrechen derselben zu befürchten, wodurch natürlich der Zweck

Fig. 204.

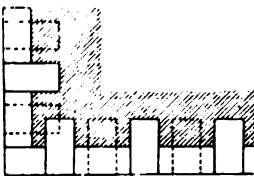


Fig. 205.



Fig. 206.



Fig. 207.



³⁷⁾ Die Römer bedienten sich insbesondere des in Fig. 200 dargestellten Verbandes und haben mit demselben vortreffliche Resultate erzielt.

der Verbindung verloren geht. Mehr zu empfehlen ist für diesen Fall die Herstellung einer stärkeren Verblendung von wechselnder Dicke (Fig. 203), wobei also eine Verzahnung in der ganzen Ausdehnung der Mauer ausgeführt wird.

Die Verblendung kann auch mit Luftschicht hergestellt werden, wie Fig. 205 bis 207 zeigen. Bei Backstein-Rohbauten empfiehlt sich für die $\frac{1}{8}$ Stein starke Verblendung mit Luftschicht der Binderverband (Fig. 205). Fig. 207 stellt eine Verblendung mit hochkantig gestellten Steinen dar.

Die Verblendung von Backsteinmauern mit feinen Verblendsteinen wird in Abth. III, Abschn. 1, A, Kap. 2 behandelt werden.

Das Stein-Fachwerk leidet an demselben Uebelstand wie die Mauerverblendung, dem nämlich, daß sich die verschieden gebildeten Theile ungleich setzen und sich von einander trennen können. Man sucht diesem Nachtheil in der Regel durch eine Verzahnung zu begegnen; doch ist darauf zu sehen, daß die Zähne keine zu geringe Höhe und keine zu große Länge erhalten, weil sie sonst leicht abbrechen. Ferner ist bei den Verzahnungen ebenfalls wieder, wie bei den Verblendungen, streng darauf zu achten, daß die Lagerfugen der größeren Steine in der ganzen Mauer fortlaufen, was allerdings nur bei regelmäßisgem oder lagerhaftem Mauermaterial erreichbar ist (Fig. 208 u. 209). Bei ganz unregelmäßigen Bruchsteinen

85.
Stein-
Fachwerk.

Fig. 208.

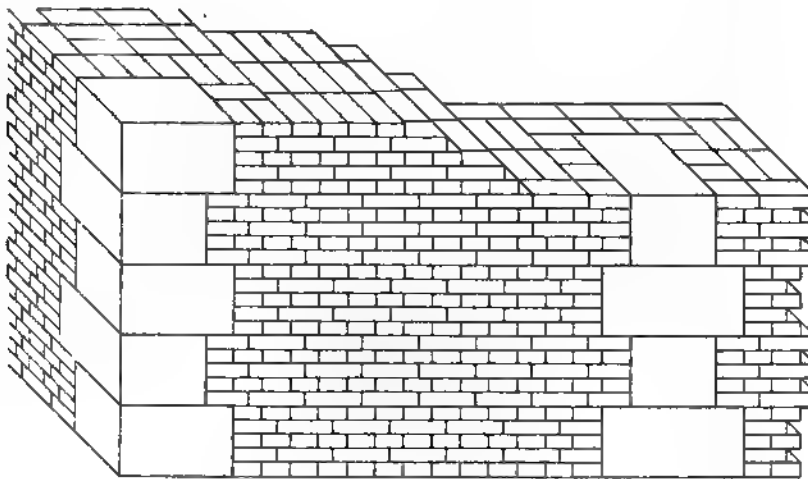


Fig. 209.

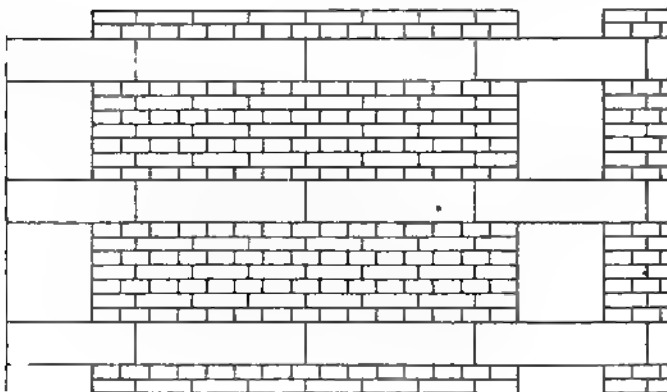


Fig. 210.

Fig. 211.

ist eine abatzweise Ausgleichung einzuführen und dann die schon erwähnte, den Abätzen entsprechende Durchführung von Schichten aus regelmäßigem Material von Vortheil (Fig. 210). Bei Backsteinen darf die Verzahnung niemals nur eine Schicht stark werden, sondern immer aus mehreren Schichten bestehen. Trotzdem werden sich bei hohen Mauern, namentlich wenn dieselben nicht in die erwähnten Höhenabtheilungen zerlegt sind, Trennungen zwischen den verschiedenen Theilen an, auch wohl die Verzahnungen abgesprengt werden. Man sieht man in solchen Fällen wohl auch von den Verengungen ganz ab und läßt die Mauertheile in verticalen Nuthen aneinander greifen, so daß sich dieselben unabhängig bewegen können. Es ist dies allerdings nur bei dicken Mauern ausführbar (Fig. 211); auch sollten die aus regelmäßigerem Material hergestellten Partien vor den anderen vorspringen, um die Anheftung zu erleichtern (Fig. 212).

Man hat man auch beim Anschluß neuer Mauertheile an alten. Verzahnungen sind dabei nicht zu empfehlen.

3. Kapitel.

Steinverbindung.

Bei der Stein-Constructionen benutzt man die Steinverbände und die dazwischen combinirt die Steinverbindungen. Praktische Rücksichten sind nicht möglich, durch die Verbandanordnung allein isolirte Theile auszuschließen. Um solche zu verhindern, zieht man an, welche die Befestigung der Steine unter einander bringend kann, wie schon im 1. Kapitel angeführt wurde, auf folgende Weise:

1. Anwendung mittels der sog. Bindemittel (Mörtel etc.);
2. die Formung der Fugenflächen, und
3. die Verwendung von Hilfsstücken.

Man können entweder die Befestigung der Steine innerhalb der Fugenflächen) oder der Steine auf einander folgender Schichten an. Beides gleichzeitig bezwecken.

In der Regel bei den Mortelverbindungen der Fall, während bei anderen einzeln oder combinirt zur Verwendung gelangen.

Verbindung der Steine durch Bindemittel.

Das Gleiten eines Steines in einem Verbandmauerwerk, ein Gleiten kann nur eintreten, wenn der Platz dazu vorhanden ist. Wenn durch die Zwischenräume zwischen den Steinen (Fugen) sehr klein, die Fugen sehr eng (scharf), was bei sorgfältiger Ausführung der Steine möglich ist, so wird die Bewegung eines Steines seinen Nachbarn nur minimal ausfallen können. Sie wird

aber ganz verhindert, auch bei größeren Zwischenräumen, wenn dieselben mit einem Stoff von geeigneter Beschaffenheit ausgefüllt werden. Solche Stoffe sind die sog. Bindemittel, durch welche also zunächst die Unverrückbarkeit der Steine erzielt wird, woraus eine Erhöhung der Festigkeit des Verbandmauerwerkes sich ergibt. Unverrückbarkeit würde allerdings schon eintreten, wenn die Fugen zwischen den Steinen nur an einzelnen Stellen durch feste Körper scharf ausgefüllt werden. Erfolgt aber die Ausfüllung in der ganzen Ausdehnung der Fugen, so ergibt sich eine weitere Erhöhung der Festigkeit der Lagerung der Steine durch die vergrößerte Reibung zwischen den Steinflächen, da diese mit der Grösse der Berührungsflächen wächst. Es folgt daraus aber auch, daß es unbedingt zweckmässig ist, nicht bloß einzelne Fugen, sondern alle Fugen, und zwar vollständig zu füllen. Dazu gehört aber, daß das Bindemittel sich leicht in die Fugen bringen läßt und anfänglich weich ist, damit es sich an alle Unebenheiten der Steine eng anschließen könne. Dadurch erhält man aber einen ferneren Vortheil für die Construction, nämlich den einer gleichmässigen Druckvertheilung in derselben, die nicht mehr nur durch einzelne vorpringende Punkte vermittelt wird, sondern in der ganzen Ausdehnung der Lagerflächen stattfindet. Es muß dabei das Bindemittel insofern der Bedingung Genüge leisten, daß es, einmal comprimirt, sich nicht weiter zusammendrücken läßt.

Den bisher erwähnten Eigenschaften, die von einem für die Füllung von Fugen geeigneten Bindemittel verlangt werden müssen, genügen ausser den Mörteln auch Moos und einige Erdarten, welche letzteren Stoffe denn auch in dem angedeuteten Sinne Verwendung finden bei den sog. Trocken- oder Feldmauern.

Viele Bindemittel, die sog. Mörtel, besitzen nun aber noch eine weitere sehr werthvolle Eigenschaft, nämlich die, aus einem weichen, halb flüssigen Zustand in einen starren überzugehen und dabei fest an den Steinflächen zu adhären, so daß eine Zusammenkittung der Steine erfolgt. Es sind dies Bindemittel im wahren Sinne des Wortes, über welche schon in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (Abth. I, Abschn. 1, Kap. 3: Die Mörtel und ihre Grundstoffe) das Nöthige mitgetheilt worden ist, und die dort in chemische und mechanische Mörtel eingetheilt wurden. Die Mauerwerke, welche mit Hilfe der chemischen Mörtel (Kalk-, Cement-Gyps-Mörtel) hergestellt werden, nennt man im gewöhnlichen Leben gemörtelte oder gespeiste³⁸⁾ Mauern.

Die mechanischen Mörtel (Lehm, Chamotte, Kitte, Asphalt, Schwefel, geschmolzenes Blei, Lothe etc.) haben untergeordnetere Bedeutung und finden nur aus speciellen Veranlassungen Verwendung. Auch bei den chemischen Mörteln ergibt sich fast immer nur eine mechanische Verbindung mit den Steinflächen, durch Adhäsion und Eindringen in die Poren.

Auf die weitere Bedeutung vieler Mörtel als Mittel zur Dichtung der Fugen gegen das Eindringen von Feuchtigkeit sei hier nur vorläufig hingewiesen. Eben so ist es hier nicht am Platze, auf das Specielle der Anwendung der verschiedenen Mörtel bei den verschiedenen Steinmaterialien (auf das Mauern) einzugehen; dagegen müssen schon hier die für alle Materialien giltigen Principien der Anwendung erörtert werden.

Die chemischen Mörtel, wenigstens die Kalk- und die Cement-Mörtel, werden in der Regel mit einem Zusatz von Sand oder einer anderen Füllsubstanz bereitet.

87.
Grundsatz
für chemische
Mörtel.

³⁸⁾ Die Bezeichnung Mauerpeise oder Speis wird vielfach für Mörtel verwendet.

Beim Cement wird der Sand zugesetzt der Ersparnis und leichteren Verwendung wegen; beim Kalk ist er nothwendig, um im Mörtel die genügende Porosität für das Eindringen der atmosphärischen Luft und damit ausreichende Säuerung des Aetzkalkes mit Kohlenäure, möglichst vollständige Umbildung des Aetzkalkes in kohlenfauren Kalk zu erzielen. Auch ist der Sandzusatz nöthig, um genügende feste Körperflächen zu haben, an welche der sich bildende kohlenfaure Kalk fest sich anlegen kann. Ohne Sandzusatz wirkt der Kalkteig nur druckausgleichend zwischen den Steinen.

Nach *Hauenschild* (siehe Theil I, Band I dieses „Handbuches“, Art. 101, S. 153) entspricht die Menge Bindestoff, welche dem Sande zur Mörtelbildung zuzusetzen ist, der Menge von Flüssigkeit, welche vom Sand unter normalen Verhältnissen capillar zurückgehalten werden kann. Es ist dies ein Minimum des Kalkzusatzes, welches aber bei ungenügendem Luftzutritt für raschere Verfestigung des Mörtels günstiger wirken kann, als ein reichlicherer Zusatz ⁸⁹⁾. Im Allgemeinen ist aber zur Erzielung größter Festigkeit vollkommene Füllung aller Zwischenräume zu verlangen. Dies gilt auch vom Beton, bei dessen groben Füllmassen übrigens die Capillarität zwischen denselben nur sehr gering sein kann. Man hat daher zur Herstellung eines guten Betons alle Steinbrocken desselben vollständig mit Bindestoff zu umhüllen; ein Mehr würde nicht nützlich sein. Alle Zwischenräume sollen eben nur ausgefüllt werden, was allerdings wegen der Körperlichkeit des Bindestoffes einen Ueberschuß an folchem über die gemessene Summe der Zwischenräume der Steinbrocken ohne Bindestoff verlangt.

Derfelbe Grundsatz ist aber auch für die Bildung von Mörtelmauerwerk aufzustellen; nur daß bei diesem selbstverständlich die Mauerhäupter von der Benetzung mit Mörtel auszuschließen sind. Ein so hergestelltes Mauerwerk nennt man *scharf gemauert*. Die Menge des nothwendigen Mörtels ergibt sich dann als Summe der Zwischenräume, der Fugen, für welche das zulässig geringste Maß anzunehmen ist. Dieses geringste zulässige Maß, die Fugendicke, ist aber abhängig von der Beschaffenheit der Fugenflächen und des Mörtels.

88.
Fugendicke.

Je ebener die Fugenflächen und je feinkörniger die Füllsubstanz des Mörtels ist, um so enger wird man die Fugen machen können. Beides hat aber seine untere Grenze, da durch Uebertreibung der Wirksamkeit des Mörtels geschadet werden kann. An glatten Flächen haftet der Mörtel meistens schlechter, als an etwas rauhen; staubartiger Sand ist für die Mörtelbereitung untauglich; er soll immer ein gut fühlbares, scharfeckiges Korn besitzen.

Die Dicke der Fugen ist auch von der Gestalt der Steine und der Art des Steinmaterials abhängig. Eben so wird man zwischen Lagerfugen und Stoszfugen einen Unterschied machen können.

Bei der Dimensionirung der Mauerziegel wird auf die Dicke der Fugen schon Rücksicht genommen; so ist beim deutschen Normal-Ziegelformat (siehe Art. 21, S. 20) die Dicke der Stoszfugen auf 10 mm fest gesetzt, während die der Lagerfugen in der Regel etwas stärker angenommen werden muß, nämlich zu ca. 12 mm, wobei dann auf 1 m Höhe 13 Schichten kommen. Abgesehen von der dadurch erzielten Bequemlichkeit für die Massenberechnung ist die größere Lagerfugendicke deswegen häufig nothwendig, weil die Steine gewöhnlich etwas verschieden dick und öfters

⁸⁹⁾ Siehe auch: HAUENSCHILD, H. Zur Frage der Erhärtung des Kalkmörtels. Notizbl. des Ziegler- und Kalkbrenner-Ver. 1881, Nr. 1, S. 68.

etwas über 65 mm stark sind, und man daher einigen Spielraum braucht, um die Oberkante der Steine in eine Horizontale bringen zu können. Bei den sorgfältig zubereiteten Verblendsteinen und feinsandigem Mörtel wird man dagegen bis zu 6 bis 8 mm herabgehen dürfen, während als oberste Grenze für ordinäre Backsteine 15 mm anzunehmen wäre. Bei einer dicken Fuge wird wohl eine gleichmäßige Druckvertheilung zu erwarten sein, aber auch ein starkes Setzen des Mauerwerkes durch Compression und Schwinden des Mörtels. Wenn die Römer bei ihren Ziegelnbauten Fugen von 25 bis 50 mm Dicke anwendeten, so war dies wohl nur in Folge ihres rasch bindenden Puzzolan-Mörtels zulässig.

Auch bei Mauerwerken aus bearbeiteten natürlichen Steinen ist bei Feststellung der Dimensionen auf die Fugendicke Rücksicht zu nehmen, wenigstens auf die der Lagerfugen, die der gleichmäßigen Druckvertheilung wegen bei Verwendung von Mörtel nicht unter 5 bis 6 mm dick zu machen sind, sonst aber auch nicht über 12 mm. Die Stosfugendicke sucht man im Allgemeinen möglichst knapp zu halten und kann dann, wenn man dieselben nach innen zu sich etwas erweitern läßt, bis zu 3 mm im Haupt herabgehen.

Bei Mauerwerk aus unregelmäßigen Bruchsteinen ist natürlich die Fugendicke von der Form der Steine abhängig; doch dürfte hier, wie bei den Ziegeln, ebenfalls eine obere Grenze von 15 mm fest zu halten sein. Größere Höhlungen sind mit Zwickern auszufüllen.

Mit einem Mörtel wird sich nur dann die beabsichtigte Wirkung vollkommen erzielen lassen, wenn gewisse Vorichtsmafsregeln bei der Verwendung beobachtet werden. Dahin gehören Reinigen der Steinflächen, Näffen mancher Steinarten, Nichtstören des Abbindens des Mörtels und Verwendung von frischem Mörtel.

Vollkommene Adhäsion zwischen Mörtel und Stein kann nur eintreten, wenn keine fremden Körper zwischen ihnen sich befinden, an welche der Mörtel sich anlegen kann. Solche, wie Staub, Verunreinigungen mit Erde etc., sind daher stets vor dem Vermauern von den Steinen zu entfernen, am vollständigsten durch Wegschwemmen mit Wasser.

Dadurch wird zugleich bei vielen Steinen etwas Anderes, eben so Wichtiges erreicht, nämlich ein gewisser Feuchtigkeitsgrad der Steine, welcher bewirkt, daß dem Mörtel nicht zu rasch sein Wassergehalt entzogen wird; denn der Erhärungsproceß eines chemischen Mörtels kann nur dann genügend vor sich gehen, wenn derselbe einige Zeit eine ausreichende Feuchtigkeit behält. Bei porösen oder thonhaltigen Steinen, so wie bei Mauerziegeln, wenn sie nicht sehr scharf gebrannt sind, ist das erwähnte Annäffen der Entfernung des Staubes wegen noch nicht ausreichend; sondern es wird bei ihnen eine stärkere Durchfeuchtung durch Begießen oder Eintauchen nothwendig. Dagegen kann bei dichten Steinen und Klinkern ein stärkeres Annäffen schädlich sein.

Sind die Steine einmal in ihr Mörtelbett gelegt, so dürfen sie nicht wieder verrückt oder erschüttert werden, weil der Mörtel nur einmal abbindet, was in Berührung mit dem Stein in dünner Schicht ziemlich rasch vor sich geht. Ein zweites Mal gehen die meisten Mörtel mit dem Stein keine Verbindung ein. Man muß sich daher bestreben, die Steine rasch in die richtige Lage zu bringen und sie in dieser zu belassen. Deshalb ist auch das manchen Orts beliebte Zurichten der Schichtsteine oder Bruchsteine auf der Mauer entschieden verwerflich. Eben deshalb ist es auch schwierig, bei Mauern aus schweren, mühsam verletzbaaren Quadern eine

89.
Vorichts-
mafsregeln.

wirkliche Mörtelverbindung zu erzielen, und man hat daher bei diesen den Mörtel mehr als Füllmaterial für die Fugen zu betrachten.

Wünscht man eine feste Mörtelverbindung, so ist es aus dem eben angegebenen Grunde unbedingt nothwendig, dann, wenn man gezwungen ist, einen schon versetzten Stein wieder zu verrücken oder aufzuheben, den früheren Mörtel sorgfältig zu beseitigen und durch neuen zu ersetzen. Wegen des raschen Abbindens der chemischen Mörtel, namentlich der Cemente und des Gypses, darf man auch nur verhältnißmäßig geringe Quantitäten auf einmal zubereiten, d. h. nur so viel, als man in der Zeit vom Anmachen bis zum vollendeten Abbinden zu verwenden im Stande ist. Es gilt dies auch für die Kalkmörtel, die man deswegen nicht über Nacht unverwendet und, wenn dies nicht zu umgehen ist, wenigstens nicht ohne gewisse Schutzmafsregeln stehen lassen sollte.

90.
Schädigung
durch Hitze
und Frost.

Ueber diese Dinge, über die Eigenschaften, die ein guter Mörtel haben soll, über die verschiedenen Arten und die Zubereitung derselben findet sich das Nähere in Theil I, Band I dieses »Handbuches« (Abth. I: Die Technik der wichtigeren Baustoffe). Es mag jedoch hier noch darauf aufmerksam gemacht werden, dafs extreme Luft-Temperaturen die Mörtelverbindung eines Mauerwerkes wesentlich stören können. In heifser Witterung hergestelltes Mauerwerk, namentlich von dünnen Wänden, so wie schnell künstlich getrocknetes Gemäuer erhält nur geringe Festigkeit, in Folge zu rascher Entziehung der Feuchtigkeit oder in Folge zu rascher Erhärtung der äufseren Mörteltheile und dadurch herbeigeführter Minderung der Porosität⁴⁰⁾. Frost wird den Entstehungsprocefs einer Mörtelverbindung ganz zerstören oder wenigstens verzögern⁴¹⁾.

Wo Bauausführungen bei Frostwetter nicht zu umgehen sind, mufs man besondere Mafsregeln treffen, die aber entsprechende Kostenvermehrung verursachen⁴²⁾.

91.
Festigkeit
von Mörtel-
mauerwerk.

Je homogener ein Stoff in feiner Substanz ist, um so gröfsere Festigkeit wird er verhältnißmäßig besitzen. Ein Mauerwerk ist nun keine homogene Masse, da die einzelnen Stücke desselben durch die Fugen getrennt werden. Durch die Ausfüllung der Fugen mit Mörtel wird nun allerdings eine gröfsere Homogenität erzielt; aber immerhin ist ohne Weiteres anzunehmen, dafs ein solches Mauerwerk weniger fest sein wird, als der einzelne Stein für sich. Im Mauerwerk haben wir eine Verbindung von Körpern verschiedener Festigkeit, in welcher die Druckvertheilung ungleichmäfsiger ist, als in den Steinen und dem Mörtel für sich allein. Es wird dies durch die Erfahrung bestätigt.

Böhme sagt hierüber⁴³⁾: »Namentlich werden — wenn das Bindematerial härter als der Stein ist — die Stofsugen die Zerstörer fein, indem der darauf liegende Stein nicht zerdrückt wird, sondern zerbricht. Ist aber das Bindemittel weniger fest, so wird an den Stellen, wo der Mörtel in grofser Menge vorhanden ist (z. B. in den Stofsugen), derselbe früher zerstört werden als der Stein; der Druck geht alsdann auf eine kleinere Fläche über, beansprucht also die Flächeneinheit höher, und die übrigen Steine werden dadurch ebenfalls schneller zerstört werden müssen. — Stellt man dagegen einen Mauerklotz her, der aus genau bearbeiteten Steinen in gutem Cementmörtel ohne Verband (frei von Stofsugen) gemauert ist, so ergeben sich bedeutend günstigere Resultate; ja es ist sogar vorgekommen, dafs ein solcher Mauerklotz mehr Widerstandsfähigkeit lieferte, als ein einziger Stein von der Gattung, aus welcher der Mauerklotz hergestellt war.«

⁴⁰⁾ Ausführlicheres hierüber siehe in: GOTTGREU, R. Physische und chemische Beschaffenheit der Baumaterialien. II. Bd. 3. Aufl. Berlin 1881. S. 269 u. ff. — Vergl. auch im Folgenden Abth. III, Abschn. 1, A, Kap. 2.

⁴¹⁾ Siehe hierüber: HAUENSCHILD, H. Zur Frage der Erhärtung von Kalkmörtel. Notizbl. des Ziegler- und Kalkbrenner-Ver. 1881, Nr. 1, S. 68.

⁴²⁾ Ueber die Ausführung eines Brückenbaues bei Frostwetter siehe: Deutsche Bauz. 1880, S. 74. — Desgl. über die Ausführung des Bahnhofes Friedrichsstraße in Berlin: Bauwks.-Zeitg. 1885, S. 35.

⁴³⁾ In: Die Festigkeit der Baumaterialien. Berlin 1876. S. 9.

Verbandmauerwerk ist nun ohne Stosfugen nicht herstellbar (höchstens bei schwachen Haufsteinpfeilern), so daß die Versuche, welche mit Mauerklötzen hergestellt wurden, die nur Lagerfugen hatten, für die Praxis eigentlich keine Bedeutung haben. Leider ist die Untersuchung von größeren Mauerkörpern aus Verbandmauerwerk mit großen Schwierigkeiten verknüpft, so daß solche bis jetzt wenig ausgeführt worden sind. Für Mauerziegel liegt jedoch eine von *Böhme* mitgetheilte längere Versuchsreihe vor⁴⁴⁾. Von derselben sollen hier die Schlussergebnisse wiedergegeben werden, aus welchen sich der wesentliche Einfluß des Mörtels auf die Festigkeit des Mauerwerkes ergibt.

Wenn mit δ die Festigkeit des gemauerten Würfels und mit δ_1 die zulässige Belastung derselben bei 10-facher Sicherheit in Procenten der Festigkeit der unvermauerten Steine bezeichnet wird, so betragen diese Werthe bei den angeführten Mörtelmischungen:

Festigkeit	Mörtelmischung:			
	I. 1 Theil Kalk, 2 „ Sand.	II. 7 Theile Kalk, 1 Theil Cement, 16 „ Sand.	III. 1 Theil Cement, 6 „ Sand.	IV. 1 Theil Cement, 3 „ Sand.
δ	44	48	55	63
δ_1	4,4	4,8	5,5	6,3
Procent.				

Unter Benutzung dieser Werthe von δ_1 und der aus vielen Versuchen gefundenen Mittelwerthe für die Druckfestigkeit der verschiedenen Backsteinforten hat *Böhme* über die zulässige Belastung eines aus denselben hergestellten Verbandmauerwerkes folgende Tabelle aufgestellt:

Art der Steine	Mittlere Druckfestigkeit der unvermauerten Steine	Zulässige Belastung des Verbandmauerwerkes bei Mörtelmischung				Zulässige Belastung nach den Bestimmungen des Berliner Polizei-Präsidiums		Bemerkungen
		I. $\delta_1 = 4,4$ Proc.	II. 4,3 Proc.	III. 5,5 Proc.	IV. 6,3 Proc.	Kalkmörtel	Cementmörtel	
Gewöhnliche Hintermauerungssteine	206	9,1	9,8	11,3	13	8	—	leicht gebrannt. hart gebrannt.
Bessere Backsteine, Mittelbrand	258	11,4	12,4	14,2	16,3	—	11	
Klinkersteine	379	16,7	18,3	20,8	24	—	14	
Poröse Vollsteine	184	8,1	8,8	10,1	11,6	—	3 6	
Poröse Lochsteine	84	3,7	4	4,6	5,3	—	—	
Lochsteine	194	8,5	9,3	10,7	12	—	—	
Kilogramm pro 1 qcm.								

Mit Bruchsteinen sind ähnliche Versuche, wie es scheint, zwar noch nicht angestellt worden; doch wird man bei ihnen über die für Backsteine ermittelten Procentätze (δ_1) der Festigkeit der unvermauerten Steine nicht hinausgehen dürfen, da

⁴⁴⁾ In: Thätigkeit der k. Prüfungs-Station für Baumaterialien im Jahre 1878: Zeitschr. f. Bauw. 1880, S. 555.

die Gestalt der Stücke mit in Rechnung zu ziehen ist. *Böhme* giebt folgende Tabelle, deren Resultate aber von ihm als hohe bezeichnet werden:

Bezeichnung der Bruchsteine	Mittlere Druck- festigkeit der unvermauerten Steine für die Würfelform	Zulässige Belastung	
		für platten- oder klotzförmige Werkstücke ohne Mörtelverbindung	für Bruchsteinmauer- werk in Cement- mörtel ($\delta_1 = 5,5$ Proc.)
Granit	1107	110	60
Porphyr	1302	130	72
Sandstein	460	46	25
Quaderlandstein	679	68	37
Sandsteinquarz	1523	152	84
Bafalt-Lava	391	39	21
Bafalt	1382	138	76

Kilogramm pro 1 qcm.

92.
Mechanische
Mörtel.

Wär es bei den chemischen Mörteln im Allgemeinen nothwendig, die Steinflächen zu nässen, so ist das Umgekehrte bei den mechanischen Mörteln der Fall. Es sind dieselben in zwei Gattungen zu scheiden: in solche, die aus dem halb flüssigen Zustande in Folge Austrocknens der mechanisch beigemengten Flüssigkeit in den festen übergehen (Lehm, Chamotte etc.), und in solche, die geschmolzen werden und durch Abkühlung erstarren (Asphalt, Blei, Schwefel etc.). Bei den ersteren würde das Nässen der Steine, eben so wie eine zu grofse Feuchtigkeit des Mörtels (er braucht nur mit der Kelle verarbeitet und in die Fugen gebracht werden zu können) den Erhärtungs-Procefs nur verzögern und ein stärkeres Schwinden und damit vermehrtes Setzen des Mauerwerkes verursachen. Bei den letzteren würde dagegen vorhandene Feuchtigkeit sogar schädlich (Verhinderung der Adhäsion) und unter Umständen (bei Blei) auch gefährlich für den Arbeiter werden können. Bei diesen Bindemitteln ist es daher angezeigt, die Steinflächen vor Feuchtigkeit zu schützen und etwa vorhandene durch Austrocknen zu beseitigen.

Für Lehm, Chamotte u. dergl. Mörtel gelten in Bezug auf die zu verwendende Mörtelmenge und die Fugendicke dieselben Grundsätze, wie bei den chemischen Mörteln; es ist dieselbe nach Möglichkeit einzuschränken. Für die zu schmelzenden Bindemittel lassen sich in dieser Beziehung keine allgemeinen Regeln aufstellen.

93.
Trocken-
mauerwerk.

Trockene oder Feld-Mauern werden mit Hilfe von Moos und Erde hergestellt. Da es sich hierbei nur um Ausfüllung der Zwischenräume und feste Lagerung der Steine handelt, so mufs das Bindemittel trocken zur Anwendung gelangen, damit ein späteres Schwinden und Setzen ausgeschlossen ist. Unter Trockenheit ist aber bei Erde nicht staubartige Beschaffenheit derselben zu verstehen; sondern sie mufs etwas plastisch fein und sich noch gut in den Zwischenräumen durch Klopfen und Stampfen comprimiren lassen, wozu bei geeignetem Material nur geringe Feuchtigkeit nothwendig ist.

94.
Wahl
des
Bindemittels.

Die richtige Wahl eines Bindemittels für einen gegebenen Fall kann von grofser Wichtigkeit für den dauerhaften Bestand eines Bauwerkes sein. Es ist hier nun nicht der Platz, auf diesen Gegenstand näher einzugehen, da hierüber einestheils schon in Theil I, Band I dieses »Handbuches« (Abth. I: Die Technik der Baustoffe) verhandelt worden ist, anderentheils dazu Veranlassung bei der Besprechung der

einzelnen Constructionen vorliegt. Wir können uns daher hier mit allgemeinen Andeutungen begnügen.

Für die Wahl des Bindemittels kommen namentlich in Betracht: Beanspruchungen durch die Construction, Einflüsse von Witterung, Feuchtigkeit, Temperatur und Benutzung des Bauwerkes, Einwirkung von Naturereignissen und benachbarten Nutzanlagen.

Werden Bautheile stark auf Zug oder Druck in Anspruch genommen, so muß ein Mörtel gewählt werden, der rasch eine eigene große Festigkeit erlangt (z. B. Portland-Cement), während bei anderen, weniger beanspruchten Theilen ein Mörtel von geringerer Festigkeit oder ein solcher, der erst langsam fest wird (z. B. Luftkalkmörtel) genügen kann. Aehnlich verhält es sich, wenn bei Mauerkörpern starkes Setzen zulässig ist oder nicht (in letzterem Fall wird man einen rasch erhärtenden, nicht schwindenden Mörtel verwenden müssen), oder wenn Erschütterungen durch Naturereignisse oder benachbarte Nutzanlagen zu erwarten sind oder nicht. Häufig wiederkehrende Erschütterungen können unter Umständen einen elastischen Mörtel zweckmäßig erscheinen lassen (z. B. Asphalt-Beton für Fundamentirung von Dampfmaschinen, Dampfhämmern etc.). Die vorausichtlichen Einflüsse von Witterung und Feuchtigkeit verlangen einen Mörtel von entsprechenden, gewöhnlich einen solchen von hydraulischen Eigenschaften. Da wo Feuchtigkeiten am Durchdringen oder Aufsteigen verhindert werden sollen, ist ein wasserdichter Mörtel nothwendig (Cement, Asphalt). Mauerwerke, die höheren Temperaturen ausgesetzt sind, müssen mit einem Mörtel hergestellt werden, der durch die Hitze nicht zersetzt wird (Lehm, Chamotte u. a. m.). Räume, in denen alkalische oder saure Dämpfe entwickelt werden, zur Fortleitung oder Aufbewahrung ähnlicher Flüssigkeiten oder von Excrementen benutzte Canäle oder Gruben verlangen einen Mörtel, der keine chemischen Veränderungen durch die genannten Dünste oder Stoffe erleidet. Andererseits dürfen Eisen, Blei und andere Metalle, die mit dem Mörtel des Mauerwerkes in Berührung kommen, durch diesen nicht angegriffen werden. Mauern, welche wasserdurchlässig sein sollen (Futtermauern), wird man unter Umständen als Trockenmauern ausführen können. Auch die Zusammensetzung eines und desselben Mörtels kann je nach dem Orte der Verwendung und der Beanspruchung variirt werden. So wird man Mauerkörper, welche späterhin starke Belastung erhalten, mit einem mageren Luftmörtel ausführen können, als solche, die nur wenig belastet werden; Mauerziegel hat man, des geringeren Eigengewichtes wegen, mit fetterem Luftmörtel zu vermauern, als Quader und dichte Bruchsteine.

b) Verbindung der Steine durch besondere Formung der Fugenflächen.

Zur Verbindung der Steine innerhalb einer Schicht durch besondere Formung der Stoßflächen sind namentlich folgende Mittel in Gebrauch: polygonale Gestaltung der Steine im Grundriß, schwalbenschwanzförmige Ausbildung derselben, Verschränkung oder Auskröpfung der Stoßfugen und Anwendung von Nuth und Feder (Spundung). Die ersten beiden Mittel gelangen mehr im Ingenieur-Bauwesen zur Benutzung, müssen aber der Vollständigkeit wegen hier mit zur Erörterung kommen und können in besonderen Fällen auch im Hochbau Verwendung finden. Die beiden zuletzt angeführten Formungen der Fugenflächen sind mehr im Hochbau gebräuchlich; zum Theile haben sie allerdings auch nicht viel mehr als historische Bedeutung.

Bei all diesen Arten der Formung der Fugenflächen ist es erforderlich, darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Kanten der Steine nicht zu spitzwinkelig werden. Es

95.
Verbindung
innerhalb
einer Schicht.

wird dies um so nothwendiger, je weicher das Steinmaterial ist. Auch empfiehlt es sich immer zur Ersparung an Kosten und Erzielung genauer Arbeit, möglichst einfache Formen zu wählen.

96.
Polygonale
Form
der Steine.

Die polygonale Grundrissbildung der Steine ist verwandt mit dem Polygon-Verband von aufgehendem Mauerwerk. Sie ist namentlich bei der Construction von Leuchthürmen und Brückenpfeilern zur Anwendung gekommen, bei welchen der Wellenschlag, bezw. der Eisgang oft sehr bedeutende Schübe ausüben, so daß eine besondere Sicherung der Steine geboten erscheint.

Fig. 213.

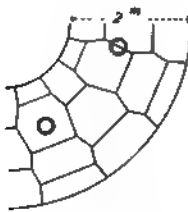
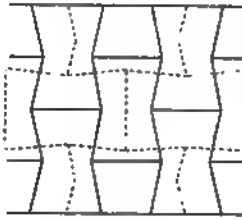


Fig. 214.



In Fig. 213 ist als charakteristisches Beispiel ein Theil einer Schicht eines Leuchthurm-Unterbaues aus der Bucht von Plymouth mitgetheilt ⁴⁵⁾. Der Fugenschnitt ist hier mit großem Verstandnis behandelt. Die auf einander folgenden Schichten sind durch eiserne Ringdübel verbunden. — Eine complicirtere, spitzwinkelige Kanten nicht vermeidende Bildung zeigt das Beispiel Fig. 214. Es würde sich dieser Mangel durch die später zu besprechende rechtwinkelige Verschränkung der Steine vermeiden lassen (siehe Fig. 218).

97.
Schwalben-
schwanzförmige
Bildung
der Steine.

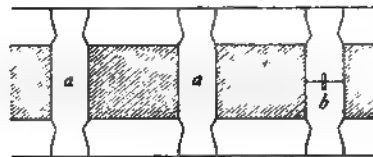
Sehr viel wird zur Verbindung von Steinen einer Schicht die schwalbenschwanzförmige Gestaltung der Steine in Anwendung gebracht, weniger bei durchgängigem Quadermauerwerk (doch gehört theilweise hierher das Beispiel in Fig. 214), als bei gemischtem Mauerwerk mit Quaderverblendung aus Läufern und Bindern. Durch die in entsprechende Vertiefungen der Binder eingreifenden Vorsprünge der Läuferenden werden diese letzteren in ihrer Lage gesichert, während die Binder durch die Hintermauerung belastet und fest gehalten werden (Fig. 215). — Bei zweihäutigem Mauerwerk können die Binder zu sehr wirkfamen Ankersteinen gemacht werden

Fig. 215.



Fig. 216.

Fig. 217.



(Fig. 217, bei a). Sind die Binder nicht in einer der Mauerdicke entsprechenden Länge zu beschaffen, so kann man eine ähnlich kräftige Verankerung er-

Fig. 219.

AKKAKK

Fig. 218.



⁴⁵⁾ Nach: MÖLLINGER, K. Elemente des Steinbaues. I. Halle 1869.

zielen durch Stofs zweier oder mehrerer Binder und Verklammerung der inneren Köpfe (Fig. 217, bei *b*). — Die Schwalbenschwanzform wird oft auch zum Festbinden von vor die Mauerfluchten vorspringenden Architekturtheilen benutzt (Fig. 216⁴⁶).

Die Verschränkung der Stofsugen besteht darin, dafs die Fugenflächen auf einen Theil ihrer Länge rechtwinkelig ausgekröpft werden, und dafs man in die so geschaffenen Winkel die Ecken anderer Steine eingreifen läfst. Diese Verbindungsweise ist bei vollem Quadermauerwerk zur Anwendung gebracht worden, wie das Beispiel in Fig. 219 zeigt, welches einen Theil, der Umfassungsmauer des Zeus-Tempels zu Akragas darstellt. Fig. 218 zeigt, wie sich das Beispiel Fig. 214 durch Anwendung der Verschränkung vereinfachen liesse.

98.
Verschränkung
der
Stofsugen.

Die Verbindung der Steine durch Nuth und Feder charakterisirt sich dadurch, dafs in den Mitten der Stofsflächen am einen Stein ein beliebig, aber zweckmäfsig geformter Vorsprung in eine entsprechende Vertiefung des benachbarten Steines ein-

99.
Verbindung
mittels
Feder u. Nuth.

greift. Es ist diese Verbindungsweise im Princip nicht wesentlich verschieden von der Verschränkung und von der schwalbenschwanzförmigen Gestaltung; sie ist aber

Fig. 220.



Fig. 221.



Fig. 222.



diejenige, welche im Hochbau auch heutzutage noch zumeist angewendet wird, und zwar namentlich zur engeren Verbindung von Abdeckungsplatten von Mauern, von gestossenen Treppenstufen, oder auch zur besseren Sicherung von aufrecht gestellten Sockelplatten etc. Beispiele hierfür bieten Fig. 220, *a—d*, 221 u. 222). Die Griechen befestigten auf diese

Fig. 223.

Fig. 224.

Weise mitunter die Metopen-Platten der dorischen Tempel in den Triglyphen-Blöcken⁴⁷. Selbstverständlich können auch Läufer und Binder in dieser Weise verbunden werden.

Dieses Mittel wird auch zur Dichtung der Fugen von Balcon-Platten, Treppenflötzen oder dergl. verwendet (Fig. 223). Zu demselben Zweck wird auch die Ueberfaltung benutzt (Fig. 224). Diese kommt auch bei aufrecht gestellten Platten zur Anwendung. So zeigt Fig. 225 die bei dem Dachreiter der frühgothischen Kapelle zu Iben in Rheinheffen verwendete Ueberfaltung.

Fig. 225.



Zur Verbindung der Steine auf einander folgender Schichten durch besondere Formung der Lagerfugenflächen verwendet man die Verkämmung und auch wieder die Verbindung durch Nuth und Feder.

100.
Verbindung
in auf einander
folgenden
Schichten.

Die Verkämmung der Lagerflächen ist ganz ähnlich der Verschränkung der Stofsflächen; sie besteht in rechtwinkelligen Auskröpfungen. Ein gutes Beispiel hier-

⁴⁶) Nach: VIOLLET-LE-DUC, *Dictionnaire raisonné de l'architecture etc.* Band I. Paris 1858. S. 504.

⁴⁷) Siehe Theil II, Band 1 dieses »Handbuches« (S. 86).

Fig. 226.

Fig. 227.

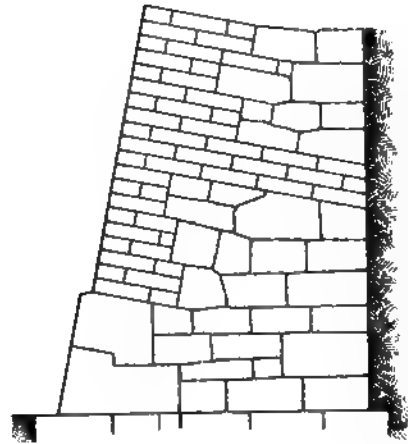


Fig. 228.

Fig. 229.

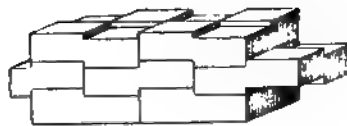


Fig. 232.

Fig. 230.

Fig. 231.



Fig. 233.

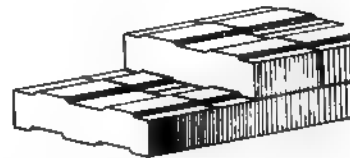


Fig. 234.

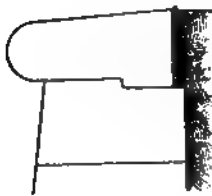
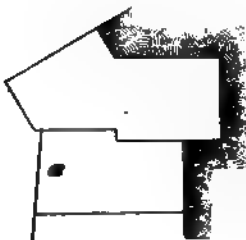


Fig. 235.



für bietet das Stylobat-Gemäuer des Zeus-Tempels zu Akragas (Fig. 226), von dem schon ein Stück Umfassungsmauer in Fig. 219 dargestellt wurde⁴⁸⁾.

Die in Fig. 229 mitgetheilte Verkämmung verhindert nach allen Richtungen hin Verschiebungen.

In Frankreich werden jetzt auch Backsteine nach demselben Princip fabricirt, und zwar in zwei Systemen: *brique Robert* (Fig. 233) und *brique-blindage* (Fig. 230⁴⁹⁾).

Die Verkämmung der Lagerfugen wird gegenwärtig öfters angewendet, um Sockelsteine und Deckplatten von Futtermauern, Stützmauern, Terrassenmauern etc. gegen Verschiebung zu sichern (Fig. 227, 234 u. 235), eben so um aufrecht gestellte Platten von Sockelmauern fest zu halten (Fig. 228).

Die Verbindung der Lagerflächen durch Nuth und Feder wird häufig zur Anwendung gebracht, um frei stehende

⁴⁸⁾ Siehe ebendaf. S. 52

⁴⁹⁾ Nach. *Semaine des conf.*, Jahrg 3, S. 380.

Constructionstheile oder solche, die keine Belastung erhalten dürfen, gegen eine seitliche Verschiebung zu sichern, so z. B. die einzelnen Höhenabtheilungen von Galerien oder Balustraden (Fig. 231) und die Fenster-Maßwerke (Fig. 232).

Ganz ähnlich ist die Zapfenverbindung, welche mitunter zu verwandten Zwecken in Anwendung gebracht wird.

Hierher gehören auch die verschiedenen Verbindungsweisen von Wölbquadern in den Lagerfugen, um sie gegen ein Gleiten zu sichern oder auch um die Widerlagskräfte verringern zu können.

Zu diesem Zwecke werden Verkämmungen, Verhakungen oder Verzahnungen, so wie auch die Verbindungen von Nuth und Feder, besonders bei den scheinrechten Bogen, angewendet. Fig. 236 zeigt die Construction des Sturzes der Mittelthür des römischen Theaters zu Orange in Südfrankreich; diese Constructionsweise wurde von den Römern mitunter zur Anwendung gebracht. Fig. 237 stellt die im XVII. und XVIII. Jahrhundert sehr beliebte Umbildung derselben für den Vollbogen dar. Der constructive Werth dieser Verbindung ist jedoch zweifelhaft. Die Anwendung erfolgte in der Regel, um den Anschluß und die Höhe der benachbarten Quaderschichten reguliren zu können.

Die Benutzung von Nuth und Feder für scheinrechten Bogen und Vollbogen zeigen Fig. 238 u. 239. Es wird diese Verbindungsweise auch bei gebrannten Steinen angewendet, so die Art der Construction in Fig. 238 öfters bei Terracotta-Bauten in England, die Wölbungsweise in Fig. 239 zur Herstellung der Brennkammern von Ziegelöfen. Noch künstlichere Verbindungen

101.
Verbindung
der Wölbsteine
in den
Lagerfugen.

Fig. 236.

Fig. 237.

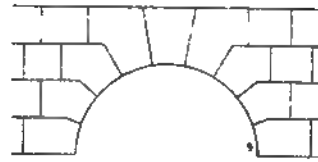


Fig. 238.

Fig. 239.

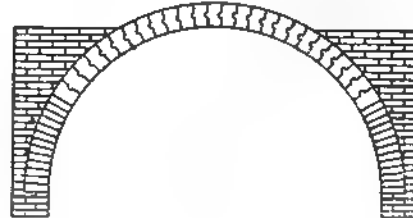
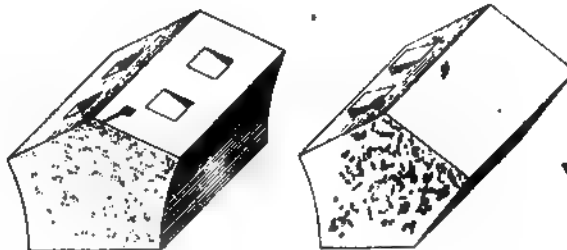


Fig. 240.



Fig. 241.



dieser Art finden sich an mittelalterlichen Bauwerken Englands und Frankreichs ⁵⁰⁾. — Eine Vereinigung der Verzahnung und der Verbindung durch Nuth und Feder bietet Fig. 240 ⁵¹⁾. Diese künstliche Verbindung wird im Aeußeren der scheinbaren Bogen nicht sichtbar.

Ein ähnliches Mittel, die Zapfenverbindung, verwendeten die Römer, um die Wölfbsteine der unteren Theile der Bogen auf einander fest zu halten, da diese ohne Wölbrüstung ausgeführt wurden, so am Colosseum in Rom (Fig. 241 ⁵²⁾).

Oefters erscheint es zweckmässig, sowohl die Steine der Schichten unter sich, als auch die Schichten mit einander zu verbinden. Das Letztere erfolgt allerdings gewöhnlich durch Hinzuziehung besonderer Hilfsstücke, wie dies beim Beispiel in

Fig. 213 der Fall war. Eine allseitige Verbindung neben und über einander liegender Stücke durch Nuth und Feder zeigt das in Fig. 242 abgebildete Stück des steinernen Geländers der Freitreppe am Stadthause in Winterthur.

Ein anderes hier anzuführendes Mittel ist die Einarbeitung von correspondirenden dreieckigen oder halbkreisförmigen Nuthen in den Lager- oder Stossflächen oder in allen Fugenflächen der benachbarten Steine, wodurch Canäle von quadratischem oder kreisförmigem Querschnitt von 3 bis 10 cm Breite gebildet werden, die man mit Cementmörtel oder Cement-Beton ausfüllt

(Fig. 243).

Zu berücksichtigen ist hier auch die Verbindung der Steine in den Stossfugen dadurch, dass man in die Stossflächen correspondirende Höhlungen (Fig. 244) einarbeitet, welche mittels eines Canales von oben her mit Cementmörtel oder auch Blei ausgefüllt werden.

Fig. 243.

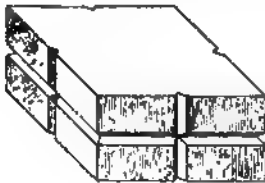
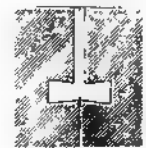


Fig. 244.



c) Verbindung der Steine durch besondere Hilfsstücke.

Die Verbindung der Steine mittels besonderer Formung der Fugenflächen ist zwar in den meisten Fällen geeignet, die solidesten und dauerhaftesten Resultate zu liefern; sie ist aber immer kostspielig nicht nur wegen des in Folge des Ineinander-greifens der Steine erforderlichen größeren Materialaufwandes, sondern auch wegen der oft complicirten und sehr genau auszuführenden Bearbeitung der Flächen und der schwierigen Verletzung der Steine. Bei nicht ganz genauer Arbeit wird der beabsichtigte Zweck entweder ungenügend oder gar nicht erreicht. Deshalb bedient man sich viel häufiger der billigeren und bequemer anzuwendenden Verbindung

⁵⁰⁾ Siehe: GWILT, J. *An encyclopaedia of architecture*. London 1876. S. 568

⁵¹⁾ Nach RINGLES, A. *Lehrbuch des Steinschnittes etc.* Berlin 1844. Taf. 21.

⁵²⁾ Nach: CHOISY, A. *L'art de bâtir chez les Romains*. Paris 1873. S. 127.

103
Verbindung
der Steine in
den Stoss- und
Lagerflächen.

103
Fugen
mit
Canalen.

104.
Hilfsstücke

durch besondere Hilfsstücke, die allerdings oft, wegen Vergänglichkeit der verwendeten Materialien und mit denselben verknüpften Gefahren für die Construction, besondere Vorichtsmafsregeln erforderlich machen. Es bezieht sich diese Bemerkung auf das so oft zur Anwendung gelangende Eisen und auch das Holz.

Die Hilfsstücke können nämlich aus Stein, Holz und Metallen hergestellt werden. Unter den letzteren kommen zur Verwendung Kupfer, Bronze, Messing, Blei und vor allen Dingen das Eisen, als das billigste. Holz ist bekanntlich unter wechselnder Trockenheit und Feuchtigkeit von geringer Dauer; durch Einwirkung von Feuchtigkeit quillt es an und kann die verbundenen Steine zersprengen. Das Eisen rostet rasch, besonders unter Einwirkung von Nässe und Kalkmörtel, dehnt sich dabei aus und kann in Folge dessen auch die Constructionen zerstören. Die zur Verhütung dieser Gefahren zu ergreifenden Mafsregeln sollen später besprochen werden.

Zur Verbindung der Steine in einer Schicht werden namentlich die Verklammerungen und Verankerungen verwendet. Bei den ersteren greift das Hilfsstück in der Regel nur über eine Stofsuge hinweg, während bei den letzteren eine gröfsere Anzahl von Stofsugen übersprungen werden.

Die Klammern kommen hauptsächlich in zweierlei Gestalt in Anwendung: in der doppelt-schwalbenschwanzförmigen Gestalt (Fig. 247) und als prismatischer Stab mit umgebogenen Enden (Fig. 248). Die erste Form wird entweder von einem festen und zähen Stein (Granit, Grünstein, Marmor) hergestellt oder von Metall.

Nach Ch. Normand⁵³⁾ sind beim Pantheon in Rom doppelt-schwalbenschwanzförmige Klammern aus Bronze von 280 mm Länge, 130 mm Breite und 22 mm Dicke zur Verwendung gekommen, und Rondelet⁵⁴⁾ theilt mit, dafs beim Abbruch eines Theiles der äufseren Umfassungsmauern des Forum des *Nerva* in Rom aufserordentlich gut erhaltene Schwalbenschwänze von hartem Holz gefunden wurden.

Fig. 245.



Fig. 246.

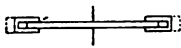
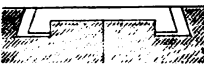


Fig. 247.

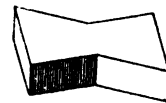


Fig. 248.

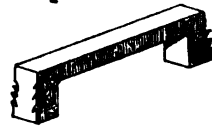


Fig. 249.

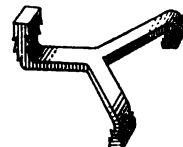


Fig. 250.



105.
Verbindungen
in einer
Schicht.

Die zweite, bei Weitem häufiger vorkommende Form der Klammer wird nur in Metall ausgeführt, und zwar gewöhnlich in Guß- oder besser in Schmiedeeisen. Man nennt solche Klammern Steinklammern, zur Unterscheidung von den ähnlich geformten Holzklammern, welche aber spitze Füße haben und in das Holz eingeschlagen werden. Die Steinklammern werden um ihre Dicke in die oberen Lagerflächen der Steine eingelassen. Die umgebogenen, 25 bis 40 mm langen und gewöhnlich aufgehauenen Enden, die Klammerfüße oder Pratzen, greifen in entsprechend tiefe und gröfsere Löcher ein, welche sich nach aufsen etwas erweitern, um das Herausziehen derselben zu erschweren (Fig. 245). Der Raum um dieselben wird mit einem zweckentsprechenden Material (Blei, Schwefel, Gyps, Cement, Asphalt, Steinkitt) fest ausgefüllt, worüber weiter unten das Nöthige

⁵³⁾ In: *Essai sur l'existence d'une architecture métallique antique. Encyclopédie d'arch.* 1883, S. 75.

⁵⁴⁾ In: *L'art de bâtir.* Deutsche Uebersetzung 1834. II. Bd. S. 27.

mitgetheilt werden wird. Die Länge und Stärke der Klammern hat sich einestheils nach der Gröfse der zu verbindenden Steine zu richten, anderentheils nach der Festigkeit des Steinmaterials, nach welcher zu beurtheilen ist, wie weit von den Fugen entfernt man die Klammerlöcher anbringen kann; hiernach kann dieses Mafs 5 bis 20 cm betragen.

Zu den schmiedeeisernen Steinklammern wird Quadrat- oder Flacheisen verwendet; die umgebogenen Enden werden durch Stauchen verdickt. Bei Verwendung von Flacheisen liegt in der Regel die Klammer mit der flachen Seite auf dem Stein. Bleiben jedoch die Klammern äufserlich sichtbar, wie bei der Verbindung von Mauerabdeckungsplatten, so ist es zweckmäßiger, dieselben hochkantig zu stellen, um sie dadurch vor der Einwirkung der Atmosphäre und vor Entwendung besser zu schützen (Fig. 246). Dasselbe kann auch mit den schwalbenschwanzförmigen Klammern geschehen (Fig. 250).

Griechen und manche andere alten Völker verwendeten bei ihren Quaderbauten vielfach verschiedenartig geformte Metallklammern⁵⁵⁾.

Klammern, welche vom oberen Lager eines aufrecht gestellten längeren Werkstückes (z. B. von einem Fenster- oder Thürgewände) in das benachbarte Mauerwerk greifen, um den fehlenden Verband zu ersetzen, nennt man Stichklammern.

In besonderen Fällen werden die Steinklammern mit gegabelten oder auch mit entgegengesetzt umgebogenen Enden versehen. Das erstere wird angewendet, wenn durch eine Klammer mehr als zwei Steine verbunden werden sollen, das letztere, wenn Quader mit einer Hintermauerung von Ziegeln oder Bruchsteinen in Verbindung zu bringen sind. Das aufwärts gebogene Ende läßt man in die Fugen der Hintermauerung eingreifen (Fig. 249).

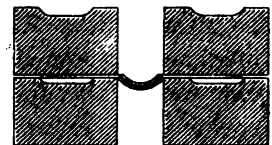
Bei Herstellung der Hohlmauern aus Ziegeln bedienen sich die Engländer häufig in der in Fig. 257 dargestellten Weise einer der in Fig. 251 bis 256 abgebildeten Klammerformen aus Guß- oder Schmiedeeisen.

Bei Hintermauerung von Quaderverblendungen, so wie bei Mauerwerk aus kleinstückigem Material kommen auch die eigentlichen Verankerungen in Anwendung. Die Anker sind entweder ähnlich gestaltet wie die Klammern, d. h. bei gröfserer Länge mit umgebogenen Enden versehen, oder sie sind wie die Balkenanker gebildet, d. h. sie haben Splinte, die in verticaler Stellung durch Oefen am Ende der Eisenstangen gesteckt werden.

Die erstere Art wird von *Rankine*⁵⁶⁾ als Reifeisenverband bezeichnet und mitunter bei Ziegelmauerwerk angewendet, um die Zugfestigkeit in der Längenrichtung zu vermehren. Die Flacheisenstangen sollen in ihren Stößen abwechseln, an den Enden um ca. 5 cm nach abwärts gebogen sein und brauchen als Querschnittsfläche nicht mehr als $\frac{1}{300}$ des Mauerquerschnittes zu haben.



Fig. 257.



⁵⁵⁾ Siehe hierüber Theil II, Band 1 (S. 57) und 2 (S. 132) dieses »Handbuches«.

⁵⁶⁾ Handbuch der Bauingenieurkunst. Uebersetzt von F. KREUTER. Wien 1880. S. 432.

Nach *H. Müller*⁵⁷⁾ werden zum Reifeisenverband gewöhnlich Bandeisen von 2mm Dicke und 42mm Breite verwendet, welche in Längen von ca. 8,30 bis 8,35m zu haben sind. Sie werden in die Lagerflächen der Backsteinschichten zu mehreren neben einander gelegt, und zwar so, daß sie auf keine in der Längsrichtung laufenden Stosfugen treffen. An den Enden werden die Bandeisen um den letzten Stein herum bis zum zweiten oder dritten Stein vorher zurückgebogen. Durch die Einwirkung des Kalkmörtels werden die Bandeisenstreifen zwar nach und nach zerstört; inzwischen ist aber die Festigkeit des Mörtels selbst eine bedeutende geworden.

Brunel hat durch Versuche die große Wirksamkeit des Reifeisenverbandes nachgewiesen⁵⁸⁾. Er schreibt den Zuwachs an Festigkeit der Adhäsion des Cement- oder Kalkmörtels an der Oberfläche des Eisens zu, wonach eine größere Anzahl von schwachen Bändern bessere Resultate ergeben würde, als eine kleinere Zahl starker. An Stelle von Eisen verwendete *Brunel* auch dünne Holzlatten. Er weist übrigens auch auf die Gefahren hin, die durch die Rostbildung des Eisens für Fundamente von porösen Ziegeln sich ergeben.

Die Anker mit Splinten haben solche entweder nur an einem Ende (Fig. 258) oder auch an allen beiden. Der Splint besteht aus Flacheisen, dessen Breite in die Längsrichtung des Ankers genommen wird, oder aus Quadrat- oder Rundeisen. Die Oese wird entweder durch Verdrehen (Kröpfen) und Umbiegen des Flacheisens gebildet (Fig. 258), oder durch Umbiegen des Endes und Durchlochung (Fig. 259), oder durch Aus Schmieden eines Ringes (Fig. 260).

Fig. 258.

Fig. 261.

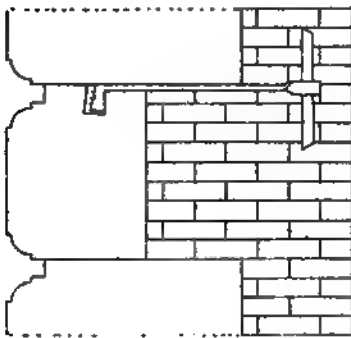
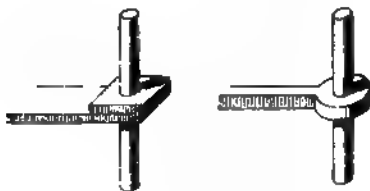


Fig. 259.

Fig. 260.



Die Verankerungen werden mitunter auch so ausgeführt, daß der Anker an dem einen Ende einen Splint hat, während er mit dem anderen umgebogenen Ende in das Loch einer in der Längsrichtung der Mauer laufenden Eisenschiene greift, welche denselben Dienst auch noch anderen Ankern leistet.



⁵⁷⁾ In: Die Maurerkunst. 3. Aufl. Leipzig 1879. S. 306.

⁵⁸⁾ Nach: Allg. Bauz. 1838, S. 137.

Fig. 261 zeigt die Anwendung dieses Systemes beim Restaurationsbau des Schlosses Saint-Germain bei Paris ⁵⁹⁾.

Anzuführen sind hier auch die Verankerungen mit langen Eisenschienen, an welchen in Abständen Zapfen befestigt sind, die in die Steine eingreifen. Bei diesen und ähnlichen Constructionen sind die Gefahren zu berücksichtigen, die, außer durch das Rosten, auch durch die Ausdehnung und Zusammenziehung der langen Eisenschienen bei Temperaturänderungen für das Mauerwerk erwachsen können.

Sehr ausgedehnte Verankerungen kommen bei solchen Gebäuden zur Anwendung, welche gegen die Wirkungen von Erdbeben oder Bodensenkungen geschützt werden sollen. Ueber die besonderen Constructionen zu diesem Zwecke findet sich das Nähere in Theil III, Band 6 dieses »Handbuches« (Abth. V, Abchn. 1, Kap. 3: Sicherungen gegen die Wirkung von Bodensenkungen und Erdererschütterungen).

106.
Verbindung
auf einander
folgender
Schichten.

Die Verbindung der Steine auf einander folgender Schichten erfolgt durch prismatisch, cylindrisch oder doppelt schwalbenschwanzförmig gestaltete Stücke von Stein, Holz oder Metall, welche in beide Lagerflächen auf angemessene Tiefe eingreifen, durch die sog. Dübel ⁶⁰⁾ oder Dollen.

Die steinernen Dübel werden nur da angewendet, wo die Gröfse der Quader dies gestattet; sie sind im Querschnitt quadratisch und erhalten eine Länge, die etwa dem fünften Theile der Höhe der zu verbindenden Quader entspricht, während die Breite etwa eben so grofs bis zwei Drittel davon gemacht wird. Der Stein zu denselben mufs sehr fest und zähe sein. Sie werden häufig in das obere Lager der unteren Schicht genau passend mit Cement eingesetzt, während das Loch im unteren Lager der oberen Schicht grofs genug fein mufs, um ein bequemes Versetzen zu ermöglichen. Der Zwischenraum wird in der später zu beschreibenden Weise mit Cement ausgegossen. Für das Vergiessen ist es besser, umgekehrt zu verfahren und den Dübel im unteren Lager des oberen Steines zu befestigen. Es gilt dies auch für die Dübel aus anderen Stoffen.

Die hölzernen Dübel sind ähnlich gestaltet, wie die steinernen und von ähnlicher Gröfse. Sie müssen von möglichst trockenem, festem, zähem und dauerhaftem Holz (Eiche, Cypresse, Olive) hergestellt werden. Die Fugen füllt man mit Sand oder Harzkitt aus. Von den Griechen sind hölzerne Dübel vielfach bei den Tempelbauten verwendet worden.

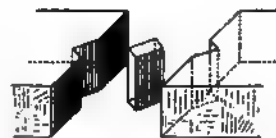
Die metallenen Dübel (am besten von Bronze oder Kupfer, am häufigsten von Eisen) werden ähnlich versetzt wie die steinernen, erhalten eine Länge, die auch für die gröfsten Quader mit ca. 15 cm genügend, gewöhnlich aber mit 8 bis 10 cm hinlänglich grofs ist, und eine Dicke von 2,5 bis 5 cm. Die beiden Enden werden nach entgegengesetzter Richtung aufgehauen. In den Löchern werden sie mit den schon für die Klammern angegebenen Mitteln vergossen.

In Ermangelung von Besserem hat man sich zur Herstellung von Dübeln auch schon runder Kieselsteine, Bleikugeln und der Schenkelknochen kleiner Thiere bedient.

Fig. 262.

Es mufs hier noch angeführt werden, dafs man die Metaldübel, und zwar gewöhnlich in doppelt schwalbenschwanzförmiger Gestalt (wie Fig. 250), auch zur Verbindung der Stosfugen aufrecht gestellter Platten benutzt (Fig. 262), bei denen eine Klammerverbindung im oberen Lager eine Bewegung im unteren Theil nicht verhindern könnte, wie sie z. B. durch Gefrieren von eingedrungenem Wasser oft verursacht wird. Eben so verwendet man

Fig. 263.



⁵⁹⁾ Nach: *Gazette des arch.* 1863, S. 217.

⁶⁰⁾ Auch Döbel, Düpel, Diebel, Dippel, Dobel oder Döbel genannt

zur Verbindung der Stosfugen von Deckplatten mitunter Steindübel (Fig. 263), um seitliche Verschiebungen zu verhindern. Eine besondere Fugengestaltung für diesen Zweck (vergl. Fig. 220) ist allerdings kostspieliger, aber auch solider, da die Dübel bei stärkeren Steinen nicht in der ganzen Höhe der Stosflächen ausgeführt werden.

Zur Verbindung der Wölbsteine in den Lagerfugen bedient man sich mitunter auch der Dübel, ausnahmsweise der Klammern. Die Dübel werden auch zu diesem Zwecke aus Stein, Holz oder Metall gefertigt.

Beim Bau der Blackfriars-Brücke in London hat man sich beispielsweise würfelförmiger Steindübel bedient.

Die mittelalterlichen Bogen im Hofe des alten Postgebäudes zu Basel waren in sämtlichen Steinen durch eiserne in Blei vergossene Dübel von ca. 9cm Länge und 9cm Querschnitt verbunden, so daß deren Abbruch, der wegen des Wiederaufbaues derselben sorgfältig geschehen mußte, die größten Schwierigkeiten verursachte ⁸¹⁾.

Die Gewölberippen der Marien-Kirche in Stuttgart wurden durch Bleidübel verbunden. Es wurde hier Blei gewählt, um bei der allmählich fortschreitenden Belastung während des Baues die Rippen etwas biegsam zu haben. Aus demselben Grunde wurden auch die Rippenfugen mit Bleiguß ausgefüllt ⁸²⁾.

Die Dübel müssen normal zu den Lagerfugen gestellt werden (Fig. 264 a). Bei schiefechten Bogen kommen auch Z-förmige Klammern zur Verwendung (Fig. 264 b).

Die Verankerungen von Gewölben zur Verminderung oder Aufhebung des Schubes derselben werden im nächsten Bande dieses »Handbuches« (bei den Gewölben) zur Befprechung gelangen.

Zur Verhinderung der Verschiebung von Steinen sowohl neben, als über einander werden die besprochenen Hilfsstücke combinirt in den Lager- und Stosfugen zur Anwendung gebracht.

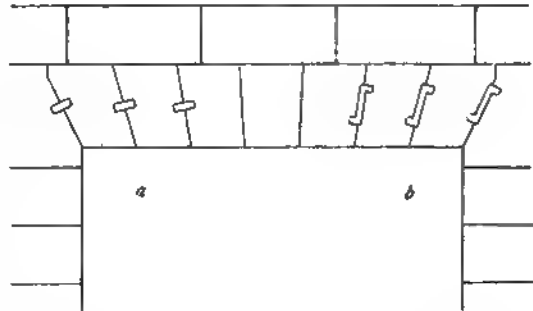
Sehr ausgiebigen Gebrauch in dieser Beziehung haben u. A. die Griechen bei der Herstellung ihrer Tempel gemacht, dabei aber von der Verwendung eines Mörtels abgesehen.

Eben so kommen die Verbindungen durch besondere Formung der Fugenflächen und durch Hilfsstücke combinirt zur Anwendung, in besonders ausgedehntem Maße beim Bau der Leuchttürme ⁸³⁾.

Daly ⁸⁴⁾ macht Mittheilung von ägyptischen Mauern, die er in Denderah, am sog. Hypaethral-Tempel von Philae und a. a. O. gefunden hat und welche in höchst interessanter Weise die combinirte Verwendung von Mörtelcanälen und Schwalbenschwänzen (wahrscheinlich wie sonst aus Sycomoren-Holz) zur Herstellung einer allseitigen Unverschieblichkeit der auf das genaueste, mit ganz scharfen Fugen bearbeiteten Quader zeigen. Fig. 265 stellt einen Theil einer solchen Construction dar. Die Quader haben in den oberen und unteren Lagerflächen, eben so in den Stosflächen, Canäle, die mit ausgezeichnetem Mörtel ausgefüllt waren. Außerdem griffen über die Stosfugen die schon erwähnten Schwalbenschwänze.

Die für die Hilfsstücke in die Fugenflächen einzuarbeitenden Löcher können nicht derartig hergestellt werden, daß sie ganz dicht an erstere anschließen. Ein

Fig. 264.



107.
Verbindung
der
Wölbsteine.

Fig. 265.

108.
Verbindung
in den Stos-
und
Lagerfugen.

109.
Befestigung
der
Hilfsstücke.

⁸¹⁾ Siehe: Deutsches Baugewerkbl. 1880, S. 115.

⁸²⁾ Siehe: Deutsche Bauz. 1880, S. 354.

⁸³⁾ Ein instructives Beispiel hierfür bietet *The Chickens Rock Lighthouse. Engineer*, Bd. 47, S. 356.

⁸⁴⁾ In: *Revue gén. de l'arch.* 1880, S. 51.

Herausziehen derselben bleibt also möglich. Man macht deshalb die Löcher von vornherein etwas größer und so groß, daß man sie nach dem Einbringen der Hilfsstücke bequem und sicher mit einem zweckentsprechenden Material ausfüllen kann. Man verwendet dazu, wie schon erwähnt, bei steinernen Hilfsstücken reinen Cementmörtel; bei solchen von Holz in trockener Lage Sand und dort, wo sich Zutritt von Feuchtigkeit erwarten läßt, Harzkitt; bei Hilfsstücken von Metall Blei, Kitt, Cement, Schwefel, Gyps, Asphalt. Eisenklammern kann man außerdem noch dadurch zum festen Anschluß an die Steine bringen, daß man sie vor dem Einsetzen erhitzt; beim Erkalten ziehen sie sich zusammen und pressen hierdurch die zu verbindenden Stücke an einander.

Das Blei ist zwar theuer, aber zu dem angegebenen Zweck vorzüglich geeignet. Es wird geschmolzen und in das vorher sorgfältigst zu trocknende Loch um das Metallstück gegossen. Beim Erkalten zieht es sich zusammen, legt sich in Folge dessen fest an die Klammerfüße oder Dübel an, löst sich aber gleichzeitig vom Steine los. Damit die so entstehenden Hohlräume nicht verbleiben, muß das Blei mittels eines Stemmeisens nachgekeilt werden. Diese letztere nicht zu versäumende Arbeit läßt das Blei nur da anwendbar erscheinen, wo man dieselbe auch ausführen kann, also nur bei Klammern und an einem der Dübelenden. Sie müßte also beim zweiten Dübelende unterlassen werden, weil dieses nur durch einen Gußcanal nach dem Veretzen des zweiten Steines umfüllt werden kann. Die vorgeschlagene Füllung der sich bildenden Höhlungen mit Cement ist nicht zu empfehlen, weil nach neueren Erfahrungen Cement und Kalk rasch zeretzend auf das Blei einwirken sollen.

Von den Kitten kommen zur Anwendung Rostkitte (Gemenge von Kalk, Cement oder Gyps mit Eisenfeilspänen), Harzkitte (hergestellt aus Pech, Schwefel und feinem Quarzand oder Ziegelmehl) und Oelkitte (z. B. bereitet aus Bleiglätte, Kalkhydrat und Leinölrnifs). Die Kitte sind zum Theile recht gut, oft auch theuer und können meist, wie das Blei, nur da angewendet werden, wo man sie fest in die Löcher eindrücken kann.

Sehr gut bewährt hat sich der Portland-Cement, namentlich für die Befestigung von Eisen in Stein. Unter der dichten Umhüllung von Cement rostet das Eisen anfänglich nur sehr wenig, wird aber durch dieselbe vor dem weiteren Rosten geschützt. Um gute Erfolge zu erzielen, muß man dem Cement die nöthige Zeit und Ruhe zur völligen Erhärtung lassen.

Den Schwefel, der sich sehr bequem an allen Stellen anwenden läßt, sehr rasch fest wird und außerordentlich wetterbeständig ist, betrachtet man trotzdem für die Befestigung von Eisen mit einem gewissen Mißtrauen, weil sich unter Einwirkung der Atmosphäre Schwefeleisen bilden, in Folge der dabei eintretenden Volumvermehrung die Steine aus einander treiben und außerdem dieselben auch braunroth färben soll. Es wird zur Verhütung dieser Uebelstände empfohlen, bei der Anwendung von Schwefel denselben weit über den Schmelzpunkt zu erhitzen, bis er eine tiefbraune Farbe annimmt. Zweckmäßig ist es, Stein und Eisen vor dem Vergießen etwas zu erwärmen. Zur Befestigung von Eisen in Stein hat sich auch das Verfahren bewährt, ein Gemenge von Schwefel und Eisenfeilspänen mit Essig zu übergießen, wodurch sich eine sich selbst erhitzende Masse ergibt, welche sich zum Vergießen eignet und nach dem Erkalten hart wird.

Der Gyps ist ebenfalls sehr bequem zu verwenden und wird auch sehr rasch fest, ist aber nicht wetter- und wasserbeständig und daher nur im Trockenen brauchbar.

Aber auch da befördert er beim Eifen die Rostbildung, so dafs er jedenfalls nur dann benutzt werden sollte, wenn auf grofse Dauerhaftigkeit der Verbindung kein besonderer Werth gelegt wird.

Asphalt schützt zwar das Eifen vortrefflich, bekommt aber zu wenig eigene Festigkeit, um Bewegungen der Verbindungsstücke zu verhindern. Er ist deswegen auch nur dort anzuwenden, wo die Einwirkung von Kräften und, da er leicht schmelzbar ist, auch die von Hitze ausgeschlossen ist.

Die leichte Vergänglichkeit von Holz und Eifen, eben so die Gefahr, welche durch die Volumvergrößerung dieser Materialien beim Quellen, bezw. Rosten herbeigeführt wird, macht besondere Vorichtsmafsregeln bei Verwendung derselben nothwendig. Es erstrecken sich diese auf den Ort der Verwendung und auf Behandlung der Oberflächen der Verbindungsstücke.

110.
Vorichts-
mafsregeln.

Holz sowohl, als Eifen sollten nur an solchen Stellen zur Anwendung gelangen, wo sie den Einwirkungen der Atmosphäre und der Feuchtigkeit entzogen sind, also an voraussichtlich trocken bleibenden Orten und möglichst tief in den Mauern. Aber auch da sind die betreffenden Constructionstheile den Einwirkungen der Mörtelfeuchtigkeit ausgesetzt, bis dieselbe, was oft recht lange dauert, verdunstet ist. (Der trocken gewordene Mörtel wird weiterhin dann schützend wirken.) Es ist demnach in allen Fällen angezeigt, die Oberfläche der Holz- und Eifenstücke weniger empfindlich zu machen.

Bei Holz, welches vor der Verwendung schon ganz trocken sein sollte, ist tüchtiges Auskochen zu empfehlen, desgleichen Tränken mit heißem Leinölnfirnis.

Für den Schutz des Eisens kommen mannigfaltige Mittel in Anwendung. Solche Schutzmittel sind: Eintauchen der noch heißen Eisenstücke in Schmiedepesch oder Oelfirnis; besser Ueberzug mit heißem Asphalt; Anstrich mit Asphaltlack; verschiedene Metallüberzüge. Die letzteren sind im Allgemeinen das empfehlenswerthe Schutzmittel. Unter ihnen sind am besten, allerdings auch am theuersten, das Verkupfern oder Verbleien. Häufiger wird das Verzinnen oder Verzinken angewendet, und zwar ist das letztere dem ersteren entschieden vorzuziehen, weil die geringste Verletzung oder Unvollständigkeit des Zinnüberzuges das Rosten geradezu befördert.

Literatur.

Bücher über »Constructions-Elemente in Stein« und »Mauerwerkskunde«, so wie über »Steinhauerarbeit« und »Steinschnitt«.

BOSSE, A. Kunstrichtig und probmäfsige Zeichnung zum Steinhauen in der Baukunst. Aus dem Franz. von DES ARGUES. Nürnberg 1699.

DE LA RUE, J. B. *Traité de la coupe des pierres*. Paris 1728. (3. Aufl. 1858.)

FREZIER. *La théorie et la pratique de la coupe des pierres etc.* Strafsburg 1737—39.

LUCOTTE. *L'art de maçonnerie*. Paris 1783.

MATTHAEY, C. Handbuch für Maurer etc. Ilmenau 1824. (5. Aufl.: Die praktischen Arbeiten und Baukonstruktionen des Maurers und Steinhauers etc. Weimar 1879.)

DOULIOT, J. C. *Traité spécial de la coupe des pierres*. Paris 1825. (2. Aufl. 1862.) — Deutsch von C. F. DEYHLE. Stuttgart 1826.

HÖRNIG, G. S. Theoretisch-praktisches Handbuch der verschiedenen Maurerarbeiten etc. Leipzig 1836.

ROMBERG, J. A. Die Steinmetz-Kunst in allen ihren Theilen. Magdeburg 1837.

ADHÉMAR, A. J. *Traité de la coupe des pierres*. Paris 1837. — Deutsch von O. MÖLLINGER. Solothurn 1842.

ROMBERG, J. A. Die Mauerwerks-Kunst in allen ihren Theilen. Wien 1838.

RINGLEB, A. Lehrbuch des Steinschnittes der Mauern, Bogen, Gewölbe und Treppen. Berlin 1844.

- TOUSSAINT DE SENS. *Manuel de la coupe des pierres*. Paris 1844.
- LEROY, CH. F. A. *Traité de stéréotomie etc.* Paris 1844. (Deutsch von E. F. KAUFFMANN. Stuttgart 1847.)
- MENZEL, C. A. Der praktische Maurer etc. Halle 1846. (8. Aufl.: Der Steinbau. I. Theil. Von F. HEINZERLING. Leipzig 1882—85.)
- Grundlage der praktischen Baukunst. I. Theil. Maurerkunst etc. 4. Aufl. Berlin 1850.
- CLAUDEL, J. ET L. LAROQUE. *Pratique de l'art de construire. Maçonnerie etc.* Paris 1850. (4. Aufl. 1870.) — Deutsch von W. HERTEL. Weimar 1860.
- WEDEKE, J. C. u. J. A. ROMBERG. Die Maurerwerksarbeiten. Leipzig 1853.
- HARRES, B. Die Schule des Maurers etc. Leipzig 1856. (5. Aufl. von E. HARRES. 1881.)
- HARRES, B. Die Schule des Steinmetzen etc. Leipzig 1857. (2. Aufl. 1866.)
- FLEISCHINGER & BECKER. Systematische Darstellung der Bauconstructionen. — Die Mauerwerks- oder Steinconstructionen. Berlin 1862—64.
- BRAND, C. v. Praktische Darstellung des Ziegelverbandes nach einfachen, allgemeinen, bisher unbekannten Gesetzen. Berlin 1864.
- DEMANET, A. *Guide pratique du constructeur; maçonnerie*. Paris 1864.
- MENZEL, C. A. Das Mauerwerk und der Mauerverband etc. Herausg. u. verm. von C. SCHWATLO. Halle 1866.
- LAVIT, PÈRE ET FILS. *Traité de la coupe des pierres*. Marfeille 1866.
- MÖLLINGER, C. Elemente des Steinbaues etc. Heft 1: Konstruktionen des Bruchstein- und Quaderbaues. Halle 1869.
- MÖLLINGER, C. Bauconstructions-Vorlagen der Baugewerkschule zu Höxter. — Heft 1 u. 2: Mauerconstructions. Höxter 1880. — Heft 3: Constructionen des Bruchstein- und Quaderbaues. Halle 1870.
- WEHRLE, J. Projective Abhandlung über Steinschnitt etc. Zürich 1871—74.
- MÜLLER, H. Die Maurerkunst. Leipzig 1875.
- HOFFMANN, E. H. Die Bauten von Stein. Leipzig 1875. (3. Aufl. Deutsche bautechnische Taschenbibliothek, Heft 7. 1884.)
- HAMMOND, A. *Rudiments of practical bricklaying etc.* London 1875.
- SCOTT BURN. *Building construction, showing the employment of brickwork and masonry in the construction of buildings*. Glasgow 1876.
- WARREN, S. E. *Stereotomy: problems in stone cutting etc.* New-York 1876.
- Vorlegeblätter der Baugewerkschule zu Holzminden. Mauer-Constructions. Leipzig 1879.
- HERDEGEN, F. u. A. RANCHNER. Vorlagen für den bautechnischen Unterricht an der Kgl. Industrieschule etc. zu München. A. Bauconstructionslehre. Lief. 1 u. 2. München 1880.
- MONDUI, L. *Étude pratique de la stéréotomie ou coupe des pierres*. Paris 1880.
- SCHMIDT, O. Neuere Bauformen des Ziegel-, Quader- und Holzbaues. 1. Lief. Der Verband der Maurer- steine. Berlin 1881.
- SCHAUPENSTEINER. Die Lehre vom Bauverband etc. Leipzig 1882.

CONSTRUCTIONS-ELEMENTE.

2. Abschnitt.

Constructions-Elemente in Holz.

Von Dr. F. HEINZERLING.

1. Kapitel.

Holzverbände.

Der Holzverband bezweckt diejenige Vereinigung von Balken, Bohlen und Brettern, welche die Herstellung der verschiedenen Holz-Constructionen eines Hochbau-Objectes erfordert. Hölzerne Balken kommen mit Querschnitts-Dimensionen von 20 bis höchstens 40^{cm} und Längen von 10 bis höchstens 15^m, Bohlen in Stärken von 5 bis 10^{cm}, Breiten von 25 bis 40^{cm} und Längen von 3 bis 5, höchstens 7,5^m, Bretter in Stärken von 1,5 bis 4,5^{cm}, Breiten von 15 bis 25^{cm} und Längen von 3 bis 4,5, höchstens 6^m zur Anwendung.

111.
Zweck.

Wo diese Abmessungen zu Hochbau-Constructionen von größerer Ausdehnung nicht ausreichen, bezweckt der Holzverband zur Herstellung der erforderlichen Längen-, Breiten- und Stärken-Dimensionen zunächst:

- a) eine Verlängerung der Verbandstücke in wagrechter, lothrechter oder geneigter Richtung;
- b) eine Verbreiterung der Verbandstücke nach einer dieser Richtungen, oder
- c) eine Verstärkung der Verbandstücke durch Verbindung derselben in der Richtung ihrer Dicke.

Wo ferner die Hochbau-Constructionen die Zusammensetzung von Verbandstücken unter rechtem, spitzem oder stumpfem Winkel, also eine Winkelverbindung erfordern, bezweckt der Holzverband entweder:

- d) einen Winkelverband in einer Ebene, oder
- e) einen Winkelverband in zwei oder in mehreren parallelen Ebenen.

Nach dem vorliegenden besonderen Bedürfnisse bezweckt der Holzverband eine Verbindung nach einer Richtung, nach zwei oder nach drei zu einander normalen Richtungen, wovon jede der ersten beiden Verbindungen eine relativ feste und nur die letztere eine absolut feste Verbindung ist.

Jede Vereinigung zweier hölzernen Verbandstücke wird durch die dem jeweiligen Zwecke entsprechende Form ihrer Berührungsflächen oder Fugen, und zwar — je nachdem nur eine Verbindung oder eine Befestigung derselben nöthig ist — ohne oder mit Anwendung besonderer hölzernen oder eisernen Befestigungsmittel bewirkt. Sowohl die Form der Fuge, als auch die Form und Lage des Befestigungsmittels hängen von der Festigkeit und der eigenthümlichen Fafer-Structur des Holzes ab.

112.
Verbindungs-
weise.

Grundformen der Fuge.

Während die Zug- und Druckfestigkeit des Holzes nicht wesentlich verschieden ist, da letztere zwischen ca. $\frac{3}{4}$ bis $\frac{7}{8}$ der ersteren schwankt, so ist die Schubfestigkeit desselben sehr verschieden, je nachdem die Schubkraft parallel oder normal zu der Richtung der Fasern wirkt, da die erstere nur zu etwa $\frac{2}{7}$ der letzteren angenommen werden kann. Alle Holzverbände sind daher so anzuordnen, daß, wo möglich, nur die Druck- oder Zugfestigkeit des Holzes und dessen Schubfestigkeit normal zu seiner Faserrichtung zur Wirkung kommt und daß, wo dessen Schubfestigkeit parallel zu seiner Faserrichtung in Anspruch genommen werden muß, Form und Maß der Fuge der relativ geringeren Leistungsfähigkeit des Holzes vollkommen entsprechen.

Zur Erhöhung ihrer Dauer sind die Holzverbände möglichst so anzuordnen, daß ein Eindringen von Feuchtigkeit in die Fuge, also die Entstehung von Fäulnis in derselben, thunlichst verhütet wird, oder daß, wo das Eindringen von Nässe nicht zu verhindern ist, dieselben wenigstens so angeordnet werden, daß die Nässe leicht abziehen kann und die Luft Zutritt hat, um das Austrocknen zu befördern.

113.
Grundformen
der
Fuge.

Die Form der Fuge muß stets ein An- oder Ineinanderfügen der Verbandstücke gestatten; sie stellt also, da die letzteren auf dem umgekehrten Wege aus einander genommen werden können, an und für sich eine Verbindung, nicht aber eine Befestigung her. Sie reicht für sich nur in den Fällen aus, wo eine Verschiebung nach einer oder nach zwei zu einander senkrechten Richtungen zu vermeiden ist, und gestattet in diesen Fällen eine Verbindung herzustellen, welche die Befestigung der Verbandstücke ersetzt. Zur Verbindung von Balken und Pfählen, als Verbandstücken mit kurzen Fugen, dienen: der Stofs, das Blatt, die Versatzung, der Zapfen, die Klaue und der Kamm; zur Verbindung von Balken, Pfählen, Bohlen und Brettern, als Verbandstücken mit langen Fugen, dienen: das Säumen oder Fugen, der Falz, die Verschränkung, die Verzahnung, die Spundung, die Verzapfung, die Verzinkung, Nuth und Feder und das Anschäften, welche mit den erstgenannten Verbindungen verwandt, und zwar theils Verlängerungen, theils Wiederholungen derselben sind. Eine Uebersicht über diese Grundformen der Fuge, worin die verwandten Formen gegenüber gestellt sind, giebt die umstehende Tafel.

a) Befestigungsmittel.

Da die Form der Fuge für sich allein nicht ausreicht, um eine Befestigung der Verbandstücke herzustellen, so wendet man hierzu besondere Verbandstücke an, welche nach Maßgabe der an sie gestellten Anforderungen entweder aus hartem Holze oder aus Eisen, und zwar, je nach der Art ihrer Beanspruchung, aus Schmiedeeisen, aus Gusseisen oder aus beiden zugleich bestehen.

1) Befestigungsmittel aus Holz.

Die wichtigsten hölzernen Befestigungsmittel sind Dollen, Dübel und Federn, Nägel, Keile, Klammern und Laschen.

114.
Dollen.

a) Die Dollen (siehe Fig. 270 u. 300) dienen zur Befestigung von Balken bei deren Verlängerung oder Winkelverbindung und bestehen in cylindrischen oder vier- und mehrseitig prismatischen Holzstückchen, welche bezw. die ganze bis halbe und die halbe Dicke der Verbandstücke zur Länge und $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{6}$ derselben zur Stärke erhalten. Die Dollen, welche erst unten, dann oben mit Anwendung von heißem Theer oder Leim in ihre Sitze fest eingetrieben werden, sind äußerlich nicht sichtbar.

β) Die Dübel (siehe Fig. 318 bis 320⁶⁵⁾) sollen eine Verschiebung auf einander gelegter Verbandstücke nach einer Richtung verhindern und bestehen in prismatischen Holzstücken mit meist quadratischem oder rechteckigem, bisweilen doppelt schwalbenschwanzförmigem Querschnitt. Sie erhalten die halbe bis ganze Breite ihrer Verbandstücke zur Länge, je nachdem sie verdeckt oder äußerlich sichtbar sein sollen, deren halbe bis viertel Höhe zur Breite und $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{6}$ dieser Höhe zur Dicke. Um die äußerlich sichtbaren Dübel beim Schwinden der Verbandstücke nachtreiben zu können, erhalten sie vorthellhaft die Form schlanker Keile.

115.
Dübel.

γ) Die Nägel (siehe Fig. 274, 285, 287, 293, 295 u. 296) dienen zur Befestigung von über einander verlegten Verbandstücken und bestehen in vier- bis achtseitigen prismatischen Holzstückchen, welche bei einer Stärke von 1 bis 3 cm die Höhe beider Verbandstücke zur Länge erhalten und in vorher gebohrte Nagellöcher eingetrieben werden. Durch conische Erweiterung der Nagellöcher nach außen und durch Eintreiben kleiner Keile in die Hirnenden der Nägel lassen sich deren Enden nach Art versenkter Nietköpfe verdicken, wodurch die Befestigung der Verbandstücke nach der Längsaxe der Nägel wesentlich erhöht wird.

116.
Nägel.

δ) Die Keile (siehe Fig. 275, 276 u. 292) kommen als einfache und doppelte zur Verwendung. Die ersteren dienen theils zum Aneinanderpressen von Verbandstücken, theils zum Auseinandertreiben von Zapfen und Nägeln innerhalb ihrer Sitze, die letzteren zum Auseinanderpressen paralleler Fugen behufs dichteren Anschlusses der Verbandstücke, wie z. B. bei der Verdübelung von Balken (siehe Fig. 320).

117.
Keile.

ε) Die Klammern dienen zur Befestigung neben einander befindlicher Verbandstücke und besitzen die Form eines doppelten Schwalbenschwanzes, welcher verdeckt oder äußerlich sichtbar eingelegt wird, die Hälfte seiner Länge zur Breite und $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ seiner Breite zur Dicke erhält.

118.
Klammern.

2) Befestigungsmittel aus Eisen.

Die wichtigsten eisernen Befestigungsmittel sind Schrauben, Nägel, Klammern, Schienen, Ringe, Anker und Hängeseisen.

ζ) Die Schrauben dienen zum dichten Aneinanderpressen der Verbandstücke. Bei Balken und starken Bohlen wendet man Kopfschrauben (Schraubenbolzen), bei schwachen Bohlen und Brettern fog. Holzschrauben an.

119.
Schrauben.

α) Die Schraubenbolzen (siehe Fig. 281, 283 u. 316 bis 320) erhalten Längen und Dicken, welche bezw. der Stärke der Verbandstücke und dem erforderlichen Grade der Zusammenpressung entsprechen müssen, die in den einzelnen Fällen verschieden sind. Ueber die zu wählenden Dimensionen der Bolzen, Köpfe, Muttern und Unterlagsplättchen ist im folgenden Abschnitt (Kap. I, unter b) das Erforderliche zu finden.

β) Die Holzschrauben erhalten, je nachdem sie versenkt werden sollen oder nicht, bezw. einen umgekehrt conischen oder fast halbkugelförmigen Kopf, welcher jederzeit mit einem Einschnitte zum Einsetzen des Schraubenziehers versehen ist, und eine schlank conische Spindel mit Schraubengängen, welche im Querschnitt ein rechtwinkeliges, meist gleichschenkeliges Dreieck zeigen.

γ) Die Nägel (siehe Fig. 306 u. 313) dienen ebenfalls zum Aneinanderpressen der Verbandstücke, erhalten je nach deren besonderem Zwecke schlanke, keilförmig

120.
Nägel.

⁶⁵⁾ Siehe die Fußnote 60 auf S. 86.

zulaufende Schäfte mit dreieckigem, rechteckigem oder quadratischem Querschnitt oder cylindrische Schäfte und höhere pyramidenförmige, halbkugelförmige, flache oder conische Köpfe von quadratischer, ovaler oder runder Grundform. Hiernach unterscheidet man die Nägel im engeren Sinne, die Spieker, die Querköpfe und die gewöhnlich aus ungeglühtem Eisendraht maschinell hergestellten Drahtstifte. Die größeren Nägel (Leiftnägel), welche zur Befestigung der größeren Verbandstücke dienen und auf besondere Bestellung bis zu 50 cm Länge und darüber geschmiedet werden, sind in Längen von 15 bis 30 cm im Handel, während die kleineren Nägel, Spieker und Querköpfe, je nachdem sie zur Befestigung von Bohlen oder Brettern dienen, Längen von 5 bis 15 cm und die Drahtstifte Längen von 1 bis 20 cm und 0,85 bis 6 mm Schaftdurchmesser erhalten.

121.
Klammern.

ð) Die Klammern (siehe Fig. 266 u. 272) dienen theils zum Zusammenhalten zweier gestoßenen Balkenstücke und bilden dann U-förmig gebogene, sog. Hakenklammern mit 20 bis 40 cm langem Zwischenstück und kürzeren, entweder spitzen Enden (Fig. 266), welche mit dem Hammer eingetrieben, oder stumpfen Enden, welche paarweise sich gegenüber eingelassen und durch Schrauben angezogen werden, theils zum Festhalten anderer Befestigungsstücke mit 5 bis 10 cm langem Zwischenstück und mindestens eben so langen spitzen Enden (Fig. 272).

122.
Schienen.

ı) Die Schienen (siehe Fig. 268, 273 u. 277) dienen ebenfalls zum Zusammenhalten gestoßener Balken und bestehen aus Flacheisen, welche paarweise sich gegenüber auf die Balken gelegt oder in dieselben eingelassen und entweder fest genagelt oder durch Schraubenbolzen angezogen werden.

Die Stärke jener Hakenklammern und dieser Schienen, so wie die erforderliche Zahl und Stärke der Schraubenbolzen und Nägel hängt von dem Zuge ab, welchen ein Balken auf den anderen übertragen soll und welchem die ersteren mit ihrer Zugfestigkeit, die letzteren mit ihrer Schubfestigkeit zu widerstehen haben.

123.
Ringe.

ı) Die Ringe (siehe Fig. 270 u. 278) sind kreisförmig gebogene Flacheisen, welche entweder eine Verschiebung gestoßener, lothrechter Pfähle verhindern sollen und dann in dieselben eingelassen werden und aus einem Stück bestehen, oder die durch Ueberblattung oder Verzapfung verbundenen Pfähle zusammenhalten sollen und dann aus je zwei durch ein Scharnier verbundenen Hälften bestehen, welche in die Stämme eingelassen und durch in einander greifende Oesen und Stifte zusammengehalten werden.

124.
Anker.

λ) Die Anker, welche zur Verbindung der Balken mit dem Mauerwerk dienen, die sog. Gebälk- oder Balken-Anker, bestehen aus Flacheisen, welche an dem im Mauerwerke steckenden oder außerhalb der Mauer befindlichen Ende mit der zur Aufnahme eines eisernen Splintes erforderlichen Oese versehen, am anderen, dem Balken anliegenden Ende etwas übergebogen und durch Nägel nebst Klammer mit dem Balken fest verbunden sind. (Ueber Einzelheiten in der Gestaltung solcher Anker siehe den nächsten Abschnitt, Kap. 5.)

125.
Hängeseisen.

μ) Die Hängeseisen (siehe Fig. 356, 363, 365 u. 367), welche zur Verbindung lothrechter und wagrechter Balken dienen, werden an die ersteren (Hängesäulen) eben so wie die Schienen, und zwar mittels der erforderlichen Zahl von Schraubenbolzen, angeschlossen, während sie unten entweder direct verbunden sind, also aus einem Stücke bestehen, oder in Schraubenspindeln endigen, durch welche je ein die wagrechten Balken unterstützendes eisernes Querplättchen gesteckt und mittels je zweier starken Muttern angezogen wird. Nur wenn die Hängesäulen durch eine meist runde Hänge-

stange (siehe Fig. 359) ersetzt werden, läßt man dieselbe durch die wagrechten Balken reichen, verzieht sie unten mit einer Spindel und unterstützt die letzteren durch einen kurzen schmiedeeisernen Sattel, welchen man mittels einer Mutter anzieht.

b) Holzverbände.

1) Verlängerung der Verbandstücke (Balken).

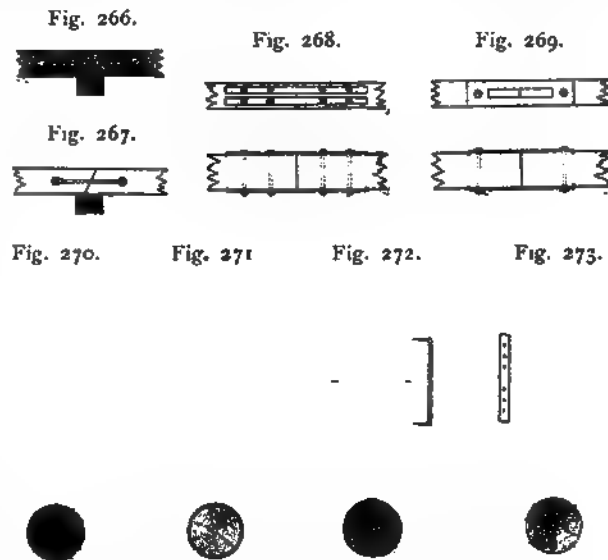
α) Der gerade Stofs (I⁶⁶) dient zur wagrechten und lothrechten Verlängerung; er fordert im ersteren Falle eine Unterstützung an der gestoßenen Stelle und widersteht nur einem Druck nach der Längsaxe der gestoßenen Balken oder Pfähle. Eine seitliche Verschiebung und ein Auseinanderziehen derselben wird durch Anwendung von eisernen Klammern (Fig. 266), Schienen und von Platten mittels Schraubenbolzen (Fig. 268 u. 269) verhindert. Bei der lothrechten Verlängerung oder beim Aufpfropfen von Pfofen und Pfählen wird der gerade Stofs in Verbindung mit eingelassenem schmiedeeisernem Ringe und holzernen oder eisernen Dollen (Fig. 270), mit gusseisernem Zwischenstück (Fig. 271), mit mehreren schmiedeeisernen Klammern (Fig. 272) oder mit mehreren schmiedeeisernen Schienen, welche über den Stofs genagelt und, zur Vermeidung von Verbiegungen durch Druck und Stofs, mit nach der Längsaxe ovalen Nagellochern versehen werden (Fig. 273), angewendet. Diese Verbindungen eignen sich besonders zum Aufpfropfen von Ramm-pfählen für Pfahlroß-Gründungen, weil sie die Pfähle beim Einrammen am meisten gegen das Spalten oder Splittern schützen.

β) Der schräge Stofs (II) dient zur wagrechten Verlängerung, erhält eine Neigung von 2 : 1, leistet übrigens nicht mehr, als der gerade Stofs, und wird meist durch die bei diesem angeführten eisernen Befestigungsmittel gegen seitliche Verschiebung und Auseinanderziehen nach der Längsaxe der Balken gesichert (Fig. 267).

γ) Das gerade Blatt (IV) dient zur Verlängerung wagrechter Verbandstücke, welche sich bei einer Stärke von derselben Balkenhöhe wechselseitig um das Doppelte der Balkenhöhe übergreifen und durch hölzerne, etwas versetzte Nägel befestigt werden. Hierbei hebt sich das gerade Blatt mit schrägen Hirschnitten (Fig. 274) weniger leicht aus, als dasjenige mit geraden Schnitten. Beide bedürfen einer Unterstützung unter der Verbandstelle und werden nur zur Verbindung höherer Balken verwendet.

δ) Das schräge Blatt (V) wird, wie das gerade, nur bei etwas niedrigen Balken angewendet, erhält jedoch das Dreifache

126.
Gerader
und schräger
Stofs.



127.
Gerades
und schräges
Blatt.

Fig. 274.



⁶⁶) Die eingeklammerten römischen Zahlen verweisen auf die ihnen entsprechenden Nummern der Tabelle „Grundformen der Fuge“ auf S. 92 u. 93.

der Balkenhöhe zum Uebergriff, während die normalen Einschnitte nur $\frac{1}{6}$ derselben betragen. Auch hier erfolgt eine Befestigung durch veretzte Holznägel.

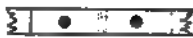
128.
Gerades
und schräges
Hakenblatt.

ε) Das gerade Hakenblatt (VI) mit geraden oder schrägen Hirschnitten bezweckt eine Verlängerung wagrechter Verbandstücke, welche zugleich einem Auseinanderziehen widerstehen sollen und, wenn noch eine seitliche Verschiebung derselben verhindert werden soll, durch hölzerne Nägel befestigt werden. Auch das gerade

Fig. 275.



Fig. 276.



Hakenblatt mit schrägen Hirschnitten, welches statt der Holznägel einen Doppelkeil (Fig. 275) erhält, verhindert gleichzeitig Aushebung und seitliche Verschiebung.

ζ) Das schräge Hakenblatt (VII) wird zu demselben Zwecke, wie das gerade, und zwar ohne oder mit Doppelkeil, angewendet. Be-

sonders im ersteren Falle befestigt man die Verbandstücke mit je zwei Holznägeln oder besser mit je zwei Schraubenbolzen (Fig. 276).

Die beiden zuletzt genannten Verbindungen lassen sich vom Zimmermann leicht mittels Winkeleisen, Säge und Beil herstellen, während Längenverbindungen, wie das sog. verdeckte Hakenblatt und der verborgene Hakenkamm mit schrägen Schnitten, die Anwendung des Stemmeisens erfordern und gleichwohl nicht mehr oder weniger, als jene leisten.

129.
Nuth-
und
Kreuzzapfen.

Fig. 277.

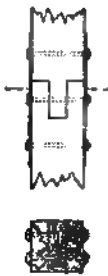


Fig. 278.



η) Der Nuthzapfen (XVII) dient zur lothrechten, feltener zur wagrechten Verlängerung beschlagener Pfosten oder Balken, welche durch hölzerne Nägel, besser durch schmiedeeiserne Schienen in Verbindung mit Schraubenbolzen an einander befestigt werden (Fig. 277).

θ) Der Kreuzzapfen (XXI) wird ausschließlich zur lothrechten Verlängerung von Pfählen, und zwar in Verbindung mit den unter den Befestigungsmitteln erwähnten zweitheiligen Ringen (Fig. 278) verwendet und eignet sich besser zum Aufpfropfen von Pfählen mit ruhender Belastung, als von Ramppfählen, da er deren Spalten und Splittern befördert.

2) Verbreiterung der Verbandstücke (Bretter und Bohlen).

130.
Gerade
und schräge
Fuge.

α) Die gerade oder stumpfe Fuge (Ia), welche mit dem Handfughobel durch das »Fugen« oder »Säumen« hergestellt wird und dem geraden Stosse entspricht, gestattet zwar ein dichtes Aneinanderlegen der Bohlen und Bretter auf geeigneter Unterlage, erfordert aber zu ihrer Befestigung innerhalb der Fuge, abgesehen von der bei Brettern üblichen Verleimung oder schrägen Nagelung, die Anwendung hölzerner Dollen oder Dübel.

β) Die schräge oder spitze Fuge (IIa) entspricht dem schrägen Stofs, wird mittels des Hobels durch das »Messern« hergestellt, jedoch nicht spitzer als unter einem Winkel von 45 Grad, und gestattet zwar eine lothrechte Nagelung, aber nicht die Verbindung mit Dollen oder Dübeln.

131.
Falz

γ) Der Falz (IVa) entspricht dem geraden Blatt, bildet also eine gebrochene Fuge, deren Breite und Tiefe gewöhnlich der halben Bohlenstärke gleich kommt. Das Falzen (die Ueberfalzung, die halbe Spundung) bezweckt ein Schließen der Fuge durch Uebergreifen der Verbandstücke und wird bei wagrechter und geneigter Lage, so wie bei lothrechter Stellung von Brettern angewendet.

δ) Die Spundung entspricht der Verzäpfung und bezweckt das Ineinandergreifen der Verbandstücke mittels einer Vertiefung (Nuth) und einer Erhöhung (Feder), welche genau in einander greifen müssen. Je nachdem diese Feder drei- oder rechteckig ist, unterscheidet man die Keilspundung (Xa) und die Quadratspundung (XVIIa), wovon die erstere in verschiedenen Formen vorkommt, die letztere zur Verbindung von Brettern und Bohlen (Spundwände) Anwendung findet (siehe Fig. 309 bis 312 u. Fig. 314).

132.
Spundung.

ε) Nuth und Feder (XVb) dient zur Verbindung von Bohlen oder Brettern, welche an den Seiten sämtlich durchgehende Nuthen erhalten, in welche eine ebenfalls durchgehende, aus härterem Holze oder aus starkem Zinkblech bestehende Feder eingefchaltet wird.

133.
Nuth und
Feder.

3) Verstärkung der Verbandstücke (Balken).

Die Verstärkung von Balken gestaltet sich verschieden, je nachdem sie in wagrechter und geneigter Lage oder in lothrechter Stellung belastet werden sollen.

134.
Verschieden-
heit.

Werden zwei Balken wagrecht der Länge nach über einander gelegt und symmetrisch so belastet, daß sie sich durchbiegen, so verschieben sich ihre Berührungsflächen in der Balkenmitte nicht und von da nach beiden Seiten um so mehr, je näher sie den Balkenenden rücken, wo diese Verschiebung ihr Maximum erreicht. Werden nun jene Balken an ihren Berührungsflächen so verbunden, daß eine solche Verschiebung nicht eintreten kann, so wird zugleich ihre Durchbiegung verhindert, also ihre Tragfähigkeit vermehrt. Dieser Zweck wird theils durch die Form der Berührungsfläche (Verzahnung), theils durch Dübel erreicht, welche man zwischen die beiden Balken schiebt und in dieselben etwas eingreifen läßt (Verdübelung). Um einen dichten Anschluß der Balken an einander zu bewirken, werden sie in allen diesen Fällen durch Schraubenbolzen gegen einander gepreßt, welche zugleich ihrer Verschiebung entgegenwirken, überhaupt die Anfangs getrennten Balken so verbinden sollen, daß sie als ein einziger Balken wirken.

α) Die Verzahnung (IXa). Die Zähne erhalten eine Länge von 0,8 bis 1,0 und eine Höhe von 0,1 der ganzen Balkenstärke (siehe Fig. 316 u. 317) und werden zum Zwecke eines genauen Ineinandergreifens sorgfältig abgehobelt. Wo in Folge ungenauer Arbeit zwischen den einzelnen Zähnen Lücken bleiben, pflegt man dieselben durch seitliches Eintreiben schlanker Keile von hartem Holze auszufüllen, ein Mittel, welches man gleichzeitig zu dem Zwecke anwendet, um ein Ineinanderpfeßen der Zähne an ihren Hirnflächen zu verhindern. Da bei und nach dem Eintreiben der Keile Langholz auf Hirnholz drückt und die Keile ihrer Breite nach allmählich schwinden und dann wegen des Widerstandes der Schraubenbolzen kaum mit dem gewünschten Erfolge nachgetrieben werden können, so empfiehlt es sich, statt der hölzernen Keile hinreichend breite Plättchen aus Zink-, Kupfer- oder Eisenblech zwischen die Hirnflächen der Zähne zu legen, diese letzteren aber mit möglichster Genauigkeit zu bearbeiten. Da indess ein allseitiges dichtes Ineinandergreifen der Zähne schwer zu erreichen ist und die Verzahnung überdies eine Schwächung der Balken um 0,1 ihres Gesamtquerschnittes erfordert, so ersetzt man die Verzahnung fast stets durch

135.
Verzahnung.

β) die Verdübelung (siehe Fig. 318 bis 320). Die Dübel, welche die Stelle der Zähne vertreten und sammt ihren Sitzen sich leichter, wie die letzteren, genau bearbeiten lassen, sind prismatische, besser schwach keilförmige Stücke aus hartem Holze, welche man in das Innere der Balken, also verdeckt, einlegt oder besser, um

136.
Verdübelung.

sie längs der vollen Breite der Balken wirken zu lassen, über die Seitenflächen der Balken etwas hervorragen läßt. Man verlegt sie theils parallel, theils geneigt zu den Berührungsflächen der Balken, indeß, um ein Ineinanderpressen an den lothrechten Berührungsflächen der Dübel und Balken möglichst zu verhindern, so, daß ihr Hirnholz auf dasjenige der Balken trifft. Die Dicke der Dübel wechselt in der Praxis zwischen $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{8}$ der gesammten Balkenhöhe. Länge und Vertheilung der Dübel wechseln mit der Zahl und Abmessung der verdübelten Balken, so wie mit der Beschaffenheit der angewendeten Holzarten und ergeben sich aus folgender Berechnung.

Die Dübel haben unter Einwirkung der horizontalen Schubkraft sowohl einer Zerdrückung, als einer Abscherung zu widerstehen; auch darf ein Abscheren des zwischen zwei Dübeln befindlichen Balkenstückes nicht eintreten. Bezeichnet Q die in einem beliebigen Querschnitte wirkende Transversalkraft, \mathcal{I} das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes und $S_{s_1}^{a_1}$ das statische Moment des zwischen der äußersten und der im Abstände s_1 von der neutralen Axe gelegenen Faserschicht befindlichen Flächentheiles, so ist die horizontale, auf die Längeneinheit wirkende Schubkraft ⁶⁷⁾

$$H = \frac{Q}{\mathcal{I}} S_{s_1}^{a_1}, \dots \dots \dots 1.$$

welche demnach sowohl von der äußersten nach der neutralen Faserschicht hin, als auch von der Trägermitte nach den Trägerenden hin zunimmt, daher in der neutralen Faserschicht und in den beiden über den Stützen befindlichen Verticalebenen je ein relatives und da, wo jene Schicht und diese Verticalebene zusammentreffen, ihr absolutes Maximum erreicht.

Für Träger aus mehreren verdübelten Balken von der Breite b und Gesamthöhe h , welche durch Schraubenbolzen mit dem Durchmesser d zusammengehalten sind, ergibt sich mit Bezug auf die Bezeichnungen in Fig. 279 das Trägheitsmoment ⁶⁸⁾

$$\mathcal{I} = \frac{b-d}{12} [h^3 - h_1^3 + h_2^3 - h_3^3 + h_4^3 - \dots], \dots \dots 2.$$

und das auf die neutrale Faserschicht bezogene statische Moment

$$S_{\frac{h}{2}}^{\frac{b}{2}} = \frac{b-d}{8} [h^2 - h_1^2 + h_2^2 - h_3^2 + h_4^2 - \dots]; \dots \dots 3.$$

mithin, wenn die beiden Werthe eingeführt werden, die in der neutralen Faserschicht wirkende Schubkraft

$$H = \frac{3}{2} Q \left[\frac{h^2 - h_1^2 + h_2^2 - h_3^2 + h_4^2 - \dots}{h^3 - h_1^3 + h_2^3 - h_3^3 + h_4^3 - \dots} \right], \dots \dots 4.$$

oder, wenn von einer Verchwächung durch die zwischen den einzelnen Balken befindlichen Zwischenräume abgesehen werden kann, annäherungsweise

$$H = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h}, \dots \dots \dots 5.$$

Diese Gleichung gilt für Träger mit zwei verdübelten Balken, bei welchen die Dübel längs der neutralen Faserschicht angeordnet sind. Bei Trägern mit drei verdübelten Balken wird für jede der beiden um $\frac{h}{6}$ von der neutralen Faserschicht abtiefenden Dübelschichten die Schubkraft

$$H = \frac{4}{3} \cdot \frac{Q}{h}, \dots \dots \dots 6.$$

Wird allgemein die horizontale Schubkraft

$$H = \alpha \frac{Q}{h}, \dots \dots \dots 7.$$

gesetzt, so ist für den Fall des Gleichgewichtes, wenn n Schrauben mit der Reibung R auf den Abstand a je zweier Dübel kommen, b die Breite der Balken und $\frac{\delta}{n}$

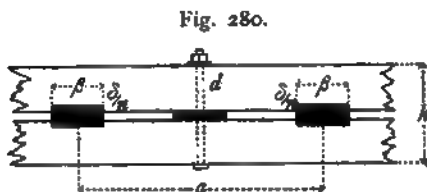


Fig. 280.

den Eingriff eines Dübels in einen Balken bezeichnet, wenn kein Zerdrücken des Balkens, bzw. Dübels stattfinden soll, unter Hinweis auf Fig. 280

⁶⁷⁾ Nach Gleichung 74., S. 286 in Theil I, Bd. 2, dieses 'Handbuches'.

⁶⁸⁾ Nach Gleichung 43., S. 266 ebendaf

$$Ha - Rm = p \frac{b \delta}{n}, \quad \dots \dots \dots 8.$$

worin p die kleinste zulässige Pressung pro Flächeneinheit bedeutet. Wird hierin der allgemeine Werth von H aus Gleichung 7. eingeführt und angenommen, daß der Querschnitt $\frac{\pi d^2}{4}$ jedes Schraubenbolzens die volle Zugfestigkeit s der Flächeneinheit auszuhalten hat, so ist, wenn μ den Reibungs-Coefficienten von Holz auf Holz bezeichnet, die größte zulässige Entfernung der Dübel

$$a = \frac{h}{\alpha Q} \left(p \frac{b \delta}{n} + \mu m s \frac{\pi d^2}{4} \right), \quad \dots \dots \dots 9.$$

worin $\mu = 0,8$, $m = \frac{1}{2}$ und $d = \frac{b}{10}$ angenommen werden kann.

Soll ein Abscheren des Dübels nicht stattfinden, so ist, wenn die durch den Bolzen erzeugte Reibung durch hölzerne Einlagen aufgehoben wird, wenn ferner v die Schubfestigkeit des Dübelholzes und β die Breite des Dübels bedeutet, für den Fall des Gleichgewichtes

$$Ha - Rm = v b \beta \quad \dots \dots \dots 10.$$

Soll gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abscheren der Dübel bestehen, so erhält man durch Verbindung der Gleichungen 8. und 10. allgemein die Breite des Dübels

$$\beta = \frac{p}{v} \cdot \frac{\delta}{n}, \quad \dots \dots \dots 11.$$

und, wenn $\frac{p}{v} = \frac{480}{80}$ gesetzt wird, für diesen besonderen Fall

$$\beta = 6 \frac{\delta}{n},$$

also gleich dem 6-fachen ihres Eingriffes in einen Balken.

Damit ein Abscheren des zwischen zwei Dübeln befindlichen Balkenstückes nicht stattfindet, ist, wenn mit v dessen Schubfestigkeit und mit β die Länge jedes Dübels bezeichnet wird,

$$Ha - Rm = v b (a - \beta); \quad \dots \dots \dots 12.$$

daher darf nach Einführung der Werthe H und R , wenn ein Abscheren der Dübel nicht eintreten soll, die Entfernung derselben höchstens

$$a = \frac{h}{\alpha Q - v b h} \left(\frac{m \pi \mu s}{4} d^2 - v b \beta \right) \quad \dots \dots \dots 13.$$

betragen.

Soll endlich gleiche Sicherheit gegen Zerdrücken und Abscheren der Balken stattfinden, so erhält man durch Verbindung der Gleichungen 8. und 12. allgemein die Entfernung der Dübel

$$a = \beta + \frac{p}{v} \cdot \frac{\delta}{n}; \quad \dots \dots \dots 14.$$

mithin, wenn wieder $\frac{p}{v} = \frac{480}{60}$ gesetzt wird, für diesen besonderen Fall die Entfernung der Dübel

$$a = \beta + 8 \frac{\delta}{n}, \quad \dots \dots \dots 15.$$

also gleich ihrer Breite, vermehrt um das 8-fache ihres Eingriffes in einen Balken.

γ) Die Verschränkung (VIa) dient besonders zur Verstärkung lothrechter Verbandstücke, wie Eckpfosten und Hängefäulen, und erfordert ein genaues Ineinandergreifen der Balken, wobei die rechteckigen Eingriffe die ein- bis zweifache Länge und eine Dicke von je $\frac{1}{10}$ der ganzen Balkenstärke erhalten, während die zum festen Aneinanderschließen der Verbandstücke nothwendigen Schraubenbolzen je nach der Beanspruchung der Balken durch die Mitte jedes oder jedes dritten Eingriffes gezogen werden.

137.
Verschränkung.

4) Winkelverband von Balken, Brettern und Bohlen in einer Ebene.

α) Der Stofs auf Gehrung (III) dient zur Verbindung von je zwei Brettern meist unter einem rechten Winkel, indem man deren Enden unter einem Winkel von 45 Grad abschneidet und stumpf zusammenstößt. Als Befestigungsmittel dienen

138.
Gehrung.

Leim oder Nägel, Dübel und Klammern. Zur Winkelverbindung von Brettern nach ihrer Länge dient die schräge Fuge.

139.
Verfäzung.

β) Die Verfäzung dient zum Zusammenetzen von Verbandstücken theils unter einem rechten, theils unter einem spitzen Winkel α . Im ersteren Falle unter-

Fig. 281.

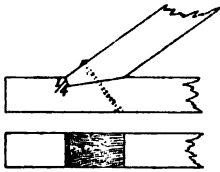


Fig. 282.

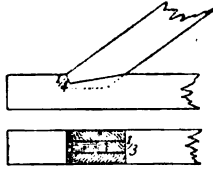


Fig. 283.

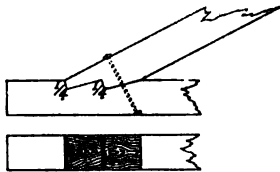
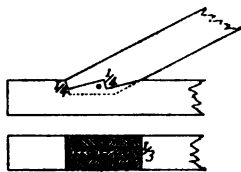


Fig. 284.



scheidet man die gerade (VIII), schräge (IX) und gebrochene (X) Verfäzung ohne oder mit Zapfen, welche zu ihrer Befestigung eiserner Klammern oder Bänder bedürfen, im letzteren Falle die einfache (XI) und doppelte (XII) Verfäzung, je nachdem sie bei minder oder mehr spitzen Winkeln angewendet wird, welche meist durch einen Zapfen und schrägen Schraubenbolzen ihre eigentliche Befestigung erhält (Fig. 281 bis 284). Die Bolzenköpfe erhalten hierbei entweder eine dem Winkel α entsprechende Neigung gegen die Bolzen-

axe, oder sie werden so eingelassen, daß sie parallel zu den Muttern stehen.

140.
Verzapfung.

γ) Der Zapfen oder die Verzapfung (XV bis XX) wird zu Winkelverbindungen sowohl in wagrechten, als auch in geneigten Ebenen angewendet und ist gerade oder schräge, wenn der von den Verbandstücken gebildete Winkel ein rechter oder spitzer ist.

Der gerade Zapfen, so wie das zugehörige Zapfenloch erhalten eine Länge von der Hälfte der Breite und eine Dicke von $\frac{1}{3}$ der Höhe des Balkens, in welchen er eingreifen soll. Bei Befestigung dieser Verbindung durch Holznägel giebt man dem Zapfen eine etwas größere Länge (Fig. 285). Bei T-förmigen Balkenverbindungen

Fig. 285.

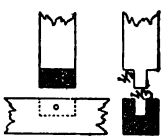


Fig. 286.

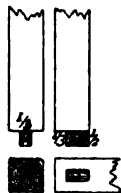
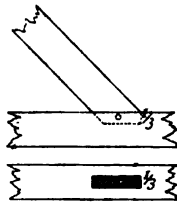


Fig. 287.



erhält der gerade Zapfen die volle Breite des eingreifenden Balkens, während er bei L-förmigen Verbindungen, wie sie bei Eckpfosten vorkommen, »geächfelt« wird, d. h. nur $\frac{2}{3}$ seiner vollen Breite erhält (Fig. 286).

Beim schrägen Zapfen sammt dem zugehörigen Zapfenloch nimmt man den spitzen Winkel so, daß beide

eine paralleltrapezförmige Gestalt erhalten (Fig. 287), giebt ihnen übrigens ähnliche Abmessungen, wie dem geraden Zapfen, je nachdem genagelt wird oder nicht.

Fig. 288.

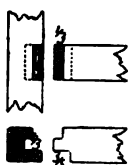


Fig. 289.

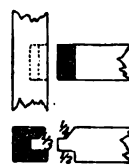
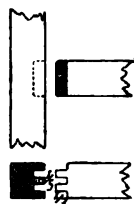


Fig. 290.



Hierher gehört auch der zur nachträglichen Einfügung von Winkelverbänden dienende Jagdzapfen (Fig. 334). Stark belasteten Balken, an welchen der gewöhnliche gerade Zapfen leicht abbrechen würde, giebt man einen Brustzapfen (Fig. 288 u. 289). Wenn die Verbandstücke sehr stark sind, so erhalten sie Doppelzapfen mit einer Dicke von je $\frac{1}{3}$ der Pfosten- oder Balkenstärke (Fig. 290).

Die einfachen und doppelten Blattsapfen oder Blockzapfen (Fig. 291 a u. b) erhalten solche Pfoften, die breiter sind, als die Balken, welche sie aufnehmen sollen. Mufs ausser seitlicher Verschiebung ein Auseinanderziehen der Verbandstücke verhindert werden, so verwendet man, je nachdem der Zapfen durch das zweite Verbandstück hindurchgehen

darf oder nicht, die Schwalbenschwanzzapfen oder Weifschwanzzapfen mit Keil (XX). Dieselbe Aufgabe hat auch der bei Fundierungen angewandte Keil- oder Grundzapfen (Fig. 292), der ein Abheben der Rostschwellen von den Grundpfählen verhindern soll und in einem gewöhnlichen geraden Zapfen

besteht, welcher nach Einführung in das nach oben schwalbenschwanzförmig erweiterte Zapfenloch durch Eintreiben eines einfachen oder doppelten Keiles nach oben schwalbenschwanzförmig so verbreitert wird, dafs er das Zapfenloch vollkommen ausfüllt. Der zu Eckverbindungen dienende Schlitz- oder Scherzapfen (Fig. 293) erhält $\frac{1}{3}$ der Stärke beider Verbandstücke zur Dicke und wird gewöhnlich durch je zwei nach der Diagonale angeordnete hölzerne Nägel befestigt.

δ) Das Blatt oder die Verblattung (IV bis VII) dient zur Verbindung winkelf-, T- oder kreuzförmig zusammentreffender Balken und ist hiernach entweder einfach

141.
Verblattung.

Fig. 294.

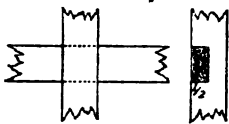


Fig. 295.

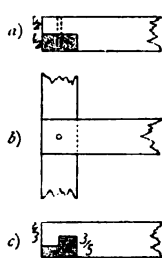


Fig. 296.

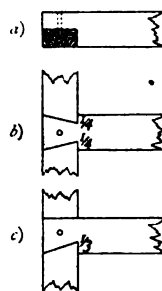
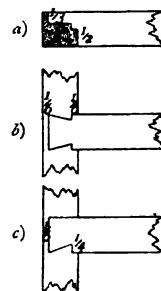


Fig. 297.



(Fig. 295 a u. b) oder doppelt (Fig. 294), wozu in der Regel noch eine Befestigung durch je einen hölzernen Nagel kommt.

Soll zugleich ein Auseinanderziehen der Balken verhindert werden, so verwendet man das Hakenblatt (Fig. 295 b u. c), das Weifschwanzblatt (Fig. 296 a u. c) oder das Schwalbenschwanzblatt (Fig. 296 a u. b), welche beiden letzteren entweder durchreichen oder nicht, d. h. mit »Brüstung« (Fig. 297 a, b, c) versehen werden. Um dieselben am Eingriff nicht zu sehr zu verschwächen, erhalten sie nicht selten eine »Verfatzung« (Fig. 297 u. 298).

Um Eckverblattungen weniger leicht verschieblich zu machen, verwendet man nicht selten das Blatt mit schrägem Schnitt (Fig. 299 a u. b). Bei Aussteifung von Balken durch Winkelbänder wendet man schwalbenschwanzförmige Blätter von

Fig. 298.

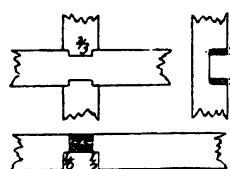
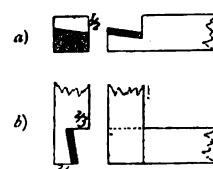


Fig. 299.



der halben Balkendicke in Verbindung mit schrägem Stofs an, wobei man die ersteren noch durch hölzerne Nägel befestigt (Fig. 335).

142.
Verzinkung.

e) Die Verzinkung (XXIV a u. XXIV b) dient zur meist rechtwinkligen Eckverbindung von Bohlen, bezw. Brettern und wird hergestellt, indem die Bretter an ihren Hirnenden mit Zähnen so versehen werden, daß sie zum Eingriff gebracht werden können und dann, meist mit Hilfe von Leim, eine feste Verbindung gebildet wird. Die Zähne sind theils parallelepipedisch, in welchem Falle sie eine Verschiebung nach zwei zu einander senkrechten Richtungen gestatten, oder besser schwalbenschwanzförmig, weil dann eine Verschiebung nur nach einer Seite hin möglich ist. Reichen die Zähne beider Verbandstücke durch, so ist es eine offene (einfache), reichen sie nicht ganz durch, so daß das Hirnholz der Zähne außen nicht sichtbar wird, eine verdeckte Verzinkung.

143.
Aufklauung.

ζ) Die Klaue (Geisfuß) oder die Aufklauung (XIII u. XIV) dient zur Verbindung je zweier in einer geneigten Ebene befindlichen, meist unter rechten Winkeln zusammentreffenden Verbandstücke, von welchen das geneigte einen der Form des anderen entsprechenden Einschnitt erhält. Ist nun dieser Einschnitt rechtwinklig, so entsteht die einfache Klaue, ist derselbe hakenförmig und mit einem Zapfen verbunden, so entsteht die sog. Klaue mit Zapfen im Nest, welche bereits im Mittelalter bekannt war und in Süddeutschland und Oesterreich noch allgemein Verwendung, besonders beim Aufklauen der Sparren auf die Fußspalten findet.

144.
Schiften.

η) Das Schiften oder Anschmiegen dient zur Verbindung je zweier in einer meist geneigten Ebene befindlichen, unter mehr oder minder spitzen Winkeln zusammentreffenden Verbandstücke und besteht in der genauen Ermittlung und Herstellung der Anschlußfläche des Seitenbalkens an den Hauptbalken, z. B. eines »Schiffsparrens« an den Gratsparren des Walmdaches. Die Befestigung der Verbandstücke wird durch eiserne Nägel bewirkt.

5) Winkelverband in zwei oder mehr parallelen Ebenen.

145.
Verkämmung.

α) Der Kamm oder die Verkämmung (XXII bis XXVI) dient zur Verbindung kreuzförmig über einander liegender Balken, von welchen der obere eine etwa 2 cm starke Erhöhung (den Kamm), der untere eine derselben genau entsprechende Vertiefung (die Kammfasse) erhält. Je nachdem die Grundform beider rechteckig, weisfchwanzförmig, schwalbenschwanzförmig oder kreuzförmig ist, unterscheidet man den einfachen oder doppelten Kamm (Fig. 300 a u. b, 301 a u. b), wenn bei geringeren oder größeren Breiten je ein oder je zwei Kammfassen vorhanden sind, den Weisfchwanzkamm und Schwalbenschwanzkamm (Fig. 303) und den Kreuzkamm (Fig. 302 a u. b), welcher je zwei

Fig. 300.

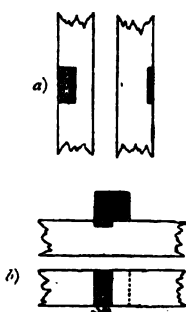


Fig. 301.

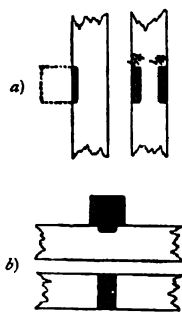
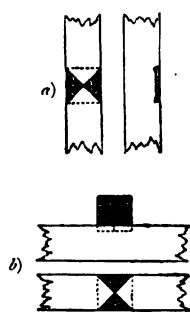
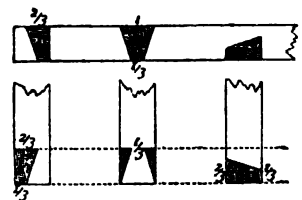


Fig. 302.



schwanzkamm und Schwalbenschwanzkamm (Fig. 303) und den Kreuzkamm (Fig. 302 a u. b), welcher je zwei

Fig. 303.



dreieckige Erhöhungen und Vertiefungen erfordert. Wo Balkenlagen in drei über einander befindlichen Ebenen vorkommen, wie dies bei den Balkenlagen von Holz- und Fachwerkbauten vorkommt, wiederholen sich die zuvor genannten Verbindungen, wobei an den Ecken vorzugsweise der weifschwanzförmige, zwischen denselben der schwalbenschwanzförmige Kamm Anwendung findet. Da verkämmte Verbandstücke in der Regel durch Belastung genügend auf einander gepreßt werden, so ist eine weitere Befestigung derselben durch Dollen wenig im Gebrauch.

β) Das Nuthen auf den Grat (XVIIIa) dient zur Verbindung meist rechtwinkelig sich kreuzender Bretter, wobei gewöhnlich eine Bretterlage durch einzelne stärkere Bretter (Leisten) zu einer Tafel vereinigt wird. Damit ein Abheben der Bretterlage nicht stattfinden kann, erhalten dieselben eine schwalbenschwanzförmig erweiterte Nuth, in welche eine entsprechend geformte Feder oder Leiste eingreift, die rechtwinkelig zu den Langseiten der Bretter eingeschoben wird.

146.
Nuthen
auf den
Grat.

2. Kapitel.

Freistützen und Pfähle.

Die im Hochbauwesen erforderlichen Freistützen kommen meist im beschlagenen Zustande, als Pfoften, zur Verwendung und haben hauptsächlich ruhende Lasten zu tragen, während die zum Grundbau dienenden durchgehenden oder zusammengesetzten Pfähle meist unbeschlagen bleiben, zwar in gleicher Weise belastet werden, aber außerdem den Stößen beim Einrammen zu widerstehen haben. Während die Pfoften meist ganz frei stehen und je nach dem Verhältniß ihrer kleinsten Querschnittsdimension zu ihrer Länge $\frac{h}{l}$ einem Druck oder einer seitlichen Ausbiegung ausgesetzt sind, stecken die Rostpfähle theilweise und die Grundpfähle ganz im Baugrund.

a) Freistützen.

Bezeichnet man mit E den Elasticitäts-Modul, mit K die zulässige Beanspruchung auf einfachen Druck, mit C einen von der Endbefestigung der Stütze abhängigen Coefficienten, so ist, wenn c einen von der Querschnittsform abhängigen Zahlen-Coefficienten und $\frac{1}{s}$ den Sicherheits-Coefficienten bezeichnet, welcher durchschnittlich zu $\frac{1}{10}$ angenommen werden kann, die Freistütze auf Druck oder seitliche Ausbiegung zu berechnen, je nachdem ⁶⁹⁾

$$\frac{h}{l} > \sqrt{\frac{K}{E}} \sqrt{\frac{s}{Cc}} \dots \dots \dots 16.$$

Bezeichnet P die Belastung der Stütze, so erhält man im ersteren Falle den Querschnitt dieser Stütze ⁷⁰⁾

$$F = \frac{P}{K}, \dots \dots \dots 17.$$

im letzteren Falle das Trägheitsmoment ihres Querschnittes ⁷¹⁾

$$\mathcal{J} = \frac{s l^2}{C E} P \dots \dots \dots 18.$$

⁶⁹⁾ Nach Gleichung 131. (S. 303) ebendaf.

⁷⁰⁾ Nach Gleichung 2. (S. 246), bzw. 135 (S. 305) ebendaf.

⁷¹⁾ Nach Gleichung 133. u. 134. (S. 304) ebendaf.

147.
Form und
Stärke.

Da die Querschnitte beschlagener Stützen Rechtecke sind, deren größte Seite mit b und deren kleinste Seite mit h bezeichnet werden mag, so lässt sich im ersteren Falle aus der Relation

$$b h = \frac{P}{K}, \quad \dots \dots \dots 19.$$

im letzteren Falle, worin $c = \frac{1}{12}$ beträgt, aus

$$b h^3 = 12 \frac{s l^2}{C E} P \quad \dots \dots \dots 20.$$

eine dieser Dimensionen ermitteln, wenn die andere angenommen ist. Da $h < b$ ist, also höchstens $h = b$ werden kann, so zeigt die letzte Gleichung, daß P seinen relativ größten Werth erreicht, wenn die Stütze einen quadratischen, d. h. einen Querschnitt erhält, für welchen die Gefahr einer seitlichen Ausbiegung nach zwei zu einander normalen Richtungen gleich gering ist und dessen Seite

$$b = \sqrt[4]{\frac{12 s l^2}{C E} P} \quad \dots \dots \dots 20a.$$

beträgt.

Der zulässige Druck auf die Flächeneinheit des Querschnittes einer auf seitliche Ausbiegung beanspruchten, rechteckig beschlagenen Stütze ist ⁷¹⁾

$$k = \frac{1}{12} \cdot \frac{C E}{s} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad \dots \dots \dots 21.$$

und nimmt, wenn aus Gleichung 16. der Grenzwert

$$l = h \sqrt{\frac{E}{K}} \sqrt{\frac{C}{12 s}} \quad \dots \dots \dots 22.$$

eingeführt wird, seinen größten Werth

$$k = K, \quad \dots \dots \dots 23.$$

ferner für alle unter übrigens gleichen Umständen zunehmenden Längen der Stützen abnehmende Werthe an, welche (für Kilogramm und Quadr.-Centimeter) aus der Gleichung

$$K = 1000 C \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad \dots \dots \dots 24.$$

berechnet werden können. Hieraus ergeben sich für folgende vier Befestigungsarten der Stütze die nachstehenden zulässigen Werthe von k ⁷²⁾:

	Fall 1: Ein Ende eingespannt, das andere frei drehbar	Fall 2: Beide Enden frei drehbar	Fall 3: Beide Enden ein- gespannt	Fall 4: Ein Ende eingespannt, das andere drehbar, aber vertical geführt
$C =$	$\frac{\pi^2}{4}$	π^2	$4 \pi^2$	$2 \pi^2$
$k =$	$2467 \left(\frac{h}{l} \right)^2$	$9868 \left(\frac{h}{l} \right)^2$	$39472 \left(\frac{h}{l} \right)^2$	$19736 \left(\frac{h}{l} \right)^2$

Dies liefert für vorstehende vier Fälle und folgende Werthe von $\frac{h}{l}$ beschlagener Stützen die nachstehenden Werthe von k :

⁷²⁾ Siehe auch die Tabelle in Art. 341 (S. 305) ebendaf.

$\frac{h}{l}$	0,117	0,110	0,101	0,090	0,080	0,070	0,060	0,050	0,040	0,030	0,020	0,010
k_1	75	55	38	25	20	16	12	9	6	4	2	1
k_2	300	220	152	100	80	64	48	36	24	16	8	4
k_3	1200	880	608	400	320	256	192	144	96	64	32	16
k_4	600	440	304	200	160	128	96	72	48	32	16	8

Kilogramm pro 1 qcm.

Beispiel. Hat ein Ständer von 4^m Höhe mit quadratischem Querschnitt, dessen unteres Ende fest eingespannt, dessen oberes Ende drehbar ist, eine Last von 1000 kg zu tragen, so läßt sich dessen Stärke, welche Sicherheit gegen seitliche Ausbiegung gewährt, auf folgende Art berechnen. Wird der Elasticitäts-Modul des Holzes $E = 120\,000$ kg, der Sicherheits-Coefficient für Holz $s = \frac{1}{10}$ angenommen, so wird nach Gleichung 20 a. die Seite des quadratischen Querschnittes

$$b = \sqrt[4]{\frac{12 \cdot 4 \cdot 400^2 \cdot 10}{3,14 \cdot 120\,000}} 1000 = 21,24 \text{ cm.}$$

Frei stehende, schwer belastete Freistützen von mäfsiger Höhe werden aus einem einzigen Stamme hergestellt. Wo bei bedeutenden Ständerhöhen eine Zusammenfassung ihrer Theile stattfinden mufs, wendet man den Nuthzapfen (siehe Art. 129, S. 98) an, welchen man durch je zwei Holznägel, besser Schraubenbolzen oder, je nach der Stärke des Ständers, durch zwei oder vier Schienen in Verbindung mit Bolzen (siehe Fig. 277, S. 98) verstärkt.

148.
Anwendung.

b) Pfähle.

Die zur Gründung von Hochbauten erforderlichen Pfähle werden in unbefschlagtem Zustande und entweder als völlig im Baugrund steckende Grundpfähle oder als theilweise in den Baugrund eingerammte, theilweise über denselben hervorragende Rost- oder Langpfähle angewendet. Beide haben einen Widerstand zu entwickeln, welcher ihrer grössten Belastung mindestens gleich ist. Dieser Widerstand setzt sich aus dem lothrechten Gegendruck des Baugrundes auf den Pfahlquerschnitt und aus dem wagrechten Seitendruck desselben auf die Pfahlwandung, bezw. dem hierdurch erzeugten Reibungswiderstand zusammen. Bezeichnet man jenen lothrechten und wagrechten Druck auf die Flächeneinheit bezw. mit w_1 und w_2 , mit μ den Reibungs-Coefficienten zwischen Pfahlholz und Baugrund, so ergibt sich für einen der grössten Belastung Q durch ein Hochbauwerk ausgesetzten Pfahlrost mit n Pfählen von der Länge l und dem Durchmesser d die Gleichung

$$w_1 n \pi \frac{d^2}{4} + w_2 n \pi d l \mu = Q, \quad \dots \dots \dots 25.$$

woraus sich bei einer gegebenen Anzahl n von Grundpfählen deren Durchmesser

$$d = -\frac{2 \mu l w_2}{w_1} + 2 \sqrt{\left(\frac{l \mu w_2}{w_1}\right)^2 + \frac{Q}{n \pi w_1}} \quad \dots \dots \dots 26.$$

oder, wie gewöhnlich, bei Verwendung von Pfählen mit bekanntem Durchmesser, deren Zahl finden läßt. Die Stärke von Rostpfählen, welche unten fest im Boden stecken, während sie mehr oder minder bedeutend über denselben hervorragen, sind nach Art der Freistützen zu berechnen, deren unteres Ende eingespannt und deren oberes Ende drehbar ist und wobei in Gleichung 18. $\mathcal{F} = -\frac{\pi}{64} d^4$ zu setzen ist. Hieraus

149.
Pfähle.

d. h. Zapfen, welche in die nach oben schwalbenschwanzförmig erweiterten Zapfenlöcher der Schwellen eingelassen und dann durch Keile oben etwas aus einander getrieben werden.

Wo die Länge der Rostpfähle nicht ausreicht, um den festen Baugrund zu erreichen, werden dieselben durch aufgesetzte Pfähle verlängert (siehe Fig. 270 bis 273). Dieses Aufpfropfen von Pfählen, welche den Stößen der Ramme zu widerstehen haben, muß man so einfach wie möglich machen, um ein Spalten und Splintern der Pfähle an ihrer Verbindungsstelle zu vermeiden. Aus diesem Grunde ist erfahrungsgemäß der in Fig. 278 (S. 98) dargestellte Kreuzzapfen mit zwei eisernen Schließsen nicht so gut, als der stumpfe Stoß in Verbindung mit schmiedeeisernen Klammern (siehe Fig. 272, S. 97), mit übergangenagelten schmiedeeisernen Schienen (siehe Fig. 273, S. 97), mit schmiedeeisernen Ringen und hölzernen Dübeln (siehe Fig. 270, S. 97) oder auch mit gußeisernen Zwischenstücken (siehe Fig. 271, S. 97).

153.
Verlängerung
der
Pfähle.

c) Spundbohlen.

Die zur Umschließung unter Wasser liegender Baugruben oder auch zum Schutze unter Wasser befindlicher Fundamente gegen Unterpflung dienenden Spundwände werden theils aus kantigen, dicht an einander gerammten Pfählen, theils aus starken gespundeten Bohlen, den sog. Spundbohlen hergestellt, welche man zwischen kantige, an und zwischen den Ecken eingerammte Leitpfähle eintreibt. Man verwendet zu denselben meist grünes Holz, da dieses weniger leicht aufquillt und sich wirft, als trockenes. Um einen möglichst dichten Anschluß der Spundbohlen zu erzielen, werden die Fugen derselben mit Spundungen (siehe Art. 132, S. 99) versehen, unter welchen die Keilspundung mit ein-, drei- und viermal gebrochener Fuge (Fig. 309 bis 311) und die quadratische Spundung (Fig. 312) die zweckmäßigsten sind. Zum Zweck des Einrammens erhalten dieselben unten eine gebrochene Schneide und eine einseitige Zufchärfung (Fig. 309 bis 312), welche beim Eintreiben keilartig wirkt und die einzutreibende Spundbohle seitlich an die zuvor eingetriebene preßt.

154.
Form
und
Verbindung.

Fig. 309.



Fig. 310.



Fig. 311.



Fig. 312.



Obwohl man das Einrammen der Spundbohlen gewöhnlich an den beiden seitlichen Spundpfählen beginnt und von da nach der Mitte dieses Zwischenraumes hin fortschreitet, so stellen sich die Spundbohlen beim Einrammen doch allmählich etwas schief, weshalb die in der Mitte verbleibende, von oben nach unten sich verengende Oeffnung durch eine eigens einzupassende, etwas keilförmig gestaltete, beiderseits mit Federn versehene Spundbohle derart geschlossen werden muß, daß die benachbarten Spundbohlen sich mehr lothrecht stellen müssen und hierbei möglichst dicht an einander gepreßt werden.

Fig. 313.



Bei unnachgiebigem Boden erhalten auch die Spundbohlen eiserne, unten aus einem dreiseitigen Prisma, oben aus zwei angeschmiedeten rechteckigen Lappen bestehende Schuhe (Fig. 313). Diese Lappen erhalten die Breite der Spundbohle abzüglich

155.
Sicherung
der
Schneiden.

Fig. 314.



der beiderseitigen Nuthen und Federn und eine genügende Zahl ovaler Nagellöcher, an deren unterer Seite die zur Befestigung der Schuhe an den Bohlen erforderlichen Nägel eingeschlagen werden, damit sie beim Zusammenpressen der Bohlen durch das Rammen sich nicht verbiegen oder abbrechen. Oben werden die Spundbohlen beim Einrammen durch zwei seitlich angelegte Zangen in einer lothrechten Ebene erhalten, während sie nach dem Einrammen in eine ihrer vollen Stärke entsprechende Nuth der Holme eingelassen werden (Fig. 314).

3. Kapitel.

Balkenverstärkungen.

156.
Berechnung
der
Verstärkung.

Die zu Hochbauzwecken in vorzugsweise wagrechter Lage zur Verwendung kommenden Balken sind stets beschlagen und haben rechteckige Querschnitte, deren Breite und Höhe in einem gewissen Verhältniß stehen muß und sich, wie folgt, ermitteln läßt.

Bezeichnet l die frei tragende Länge (Stützweite), b und h bezw. die Breite und Höhe eines beschlagenen Balkens (Fig. 315), D den kleinsten Durchmesser des schwächsten Baumstammes, woraus sich derselbe herstellen läßt, so ist dessen Biegemoment

$$\frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} b (D^2 - b^2) = \frac{1}{6} (b D^2 - b^3) \quad 28.$$

Dasselbe wird ein Maximum, wenn der erste Differential-Quotient desselben nach b

$$\frac{d(b h^2)}{d b} = D^2 - 3 b^2 = 0$$

gesetzt wird, woraus sich $b = \frac{D}{\sqrt{3}}$ und $h = D \sqrt{\frac{2}{3}}$ ergibt. Theilt

man nunmehr den Durchmesser D (Fig. 315) in drei gleiche Theile, errichtet in den Theilpunkten die Normalen, welche die Peripherie des Stammes schneiden,

und verbindet diese Schnittpunkte mit den Endpunkten des Durchmessers, so folgen aus der Aehnlichkeit der Dreiecke die Verhältnisse

$$\frac{b}{\frac{D}{3}} = \frac{D}{b} \quad \text{und} \quad \frac{h}{\frac{2}{3} D} = \frac{D}{h}, \quad 29.$$

welche die obigen Werthe für b und h ergeben.

In der Praxis pflegt man den Querschnitten von Balken, welche die relativ größte Tragfähigkeit entwickeln sollen, mit hinreichender Annäherung das Seiten-

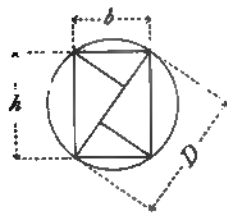
verhältniß $\frac{b}{h} = \frac{5}{7}$ zu geben. Bleibt das Widerstandsmoment ⁷³⁾ eines solchen

Balkens, welches seiner Breite und dem Quadrate seiner Höhe proportional ist, hinter seinem Biege- ⁷⁴⁾ oder Angriffsmoment zurück, so ist eine hinreichende Verstärkung desselben erforderlich; dieselbe ist hiernach vortheilhaft in der Vermehrung seiner Höhe zu suchen.

Werden zu diesem Zwecke zwei Balken durch Verzahnung oder Verdübelung verbunden, so erfordern dieselben unter übrigens gleichen Umständen eine größere

⁷³⁾ Siehe Theil I, Band 1 dieses „Handbuches“, Art. 299 (S. 263).

⁷⁴⁾ Siehe ebendaf. Art. 295 (S. 257).



Höhe H , als ein massiver Balken von gleicher Widerstandsfähigkeit, welche sich, wie folgt, bestimmen läßt. Bezeichnet αH denjenigen Theil der Balkenhöhe, welcher bei den zusammengesetzten Balken nicht zur Wirkung kommt und bei den verzahnten Balken der Zahnhöhe, bei den verdübelten Balken dem zwischen den Einzelbalken verbliebenen Zwischenraume entspricht, so ist, wenn die Biegemomente beider Balken gleich sein sollen,

$$\frac{b h^3}{6} = \frac{b (H - \alpha H)^3}{12} \cdot \frac{2}{H} = \frac{b}{6} (1 - \alpha)^3 H^3, \dots \dots \dots 30.$$

woraus das Höhenverhältniß des zusammengesetzten und massiven Balkens zu

$$\frac{H}{h} = \sqrt[3]{\frac{1}{(1 - \alpha)^3}} \dots \dots \dots 31.$$

gefunden wird. Nimmt man wie gewöhnlich $\alpha = \frac{1}{10}$ an, so ergibt sich

$$\frac{H}{h} = \sqrt[3]{\left(\frac{10}{9}\right)^3} = \frac{1,17}{1}, \dots \dots \dots 32.$$

woraus folgt, daß unter übrigens gleichen Umständen der zusammengesetzte Balken durchschnittlich die 1,17-fache Höhe des massiven Balkens erfordert. Bezeichnet M das größte Angriffsmoment und k die zulässige Beanspruchung des verwendeten Holzes, so ist $k \frac{b h^3}{6} = M$, also $h = \sqrt[3]{\frac{6 M}{k b}}$, daher, wenn dieser Werth in Gleichung 31. eingeführt wird, die Höhe des zusammengesetzten Balkens

$$H = \sqrt[3]{\frac{6}{(1 - \alpha)^3} \cdot \frac{M}{k b}} \dots \dots \dots 33.$$

Wird hierin $b = \frac{5}{7} H$ gesetzt, so erhält man dessen der relativ größten Tragfähigkeit entsprechende Höhe

$$H = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot 7}{5 (1 - \alpha)^3} \cdot \frac{M}{k}} = \frac{2,025}{1 - \alpha} \sqrt[3]{\frac{M}{k}} \dots \dots \dots 34.$$

a) Verzahnte und verdübelte Balken.

Den verzahnten Balken (Fig. 316 u. 317) setzt man bei geringeren Spannweiten aus zwei, bei größeren Spannweiten aus einer ungeraden Anzahl von Balkenstücken so zusammen, daß deren Stoßfugen abwechseln, wobei man den oberen auf Druck

157.
Verzahnte
Balken.

Fig. 316.

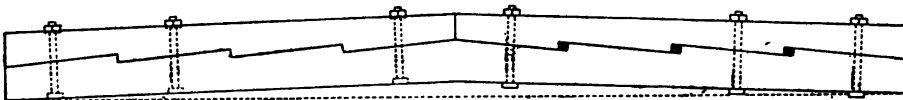
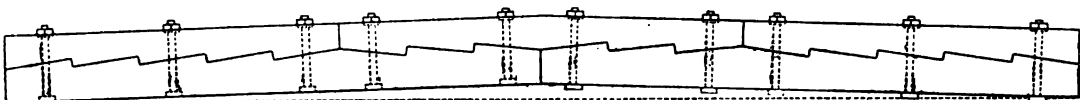


Fig. 317.



beanspruchten Balken in seiner Mitte (Fig. 316) stößt, damit der untere auf Zug beanspruchte Balken an dieser Stelle zusammenhängt. Um ein Ineinanderpressen der Hirnenden zu vermeiden, schaltet man zwischen die Stöße des oberen Balkens entsprechende Zink-, Kupfer- oder Eisenplatten ein, während man über die Stöße des

unteren Balkens (Fig. 317) eiserne Schienen legt, um den verlorenen Zusammenhang der Balkenstücke wieder herzustellen. Um Durchbiegungen zu vermeiden, giebt man den verzahnten Balken vortheilhaft eine Sprengung, deren Pfeil $\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{100}$ ihrer Länge beträgt. Sind Balken nicht zu erhalten, welche von Natur eine folche Biegung besitzen, so giebt man sie ihnen künstlich, indem man sie in der Mitte durch einen Klotz unterstützt und ihre Enden entsprechend belastet oder durch zwei Winden niederdrückt. In dieser Lage muß der ganze Balken verbleiben, bis die Bolzenlöcher gebohrt und die Bolzen selbst fest angezogen sind. Bisweilen stößt man den unteren Theil eines fünfteiligen verdübelten Balkens in der Mitte (Fig. 317), um die Sprengung desselben zu erleichtern. Die Anordnung der Zähne und Vertheilung der Schraubenbolzen ergibt sich aus Art. 135 (S. 99), wozu noch zu bemerken bleibt, daß durch Herstellung der Zähne eine Verschwächung der Balken eintritt, und daß man der Schwierigkeit der Herstellung eines tüchtigen verzahnten Balkens wegen denselben zur Zeit fast stets durch den verdübelten Balken ersetzt, welcher bei ungleich leichter Herstellung mindestens dasselbe leistet.

158.
Verdübelter
Balken.

In den meisten Fällen, wo Balken von den Längen der zu überspannenden Weiten vorhanden sind und nur deren Stärke nicht ausreicht, setzt man den horizontalen zu verdübelnden Balken aus je 2 Balken (Fig. 318 bis 320) und nur bei größerer Belastung desselben aus je 3 bis je 5 Balken zusammen. Verdübelten Balken, welche als horizontale Träger dienen sollen, giebt man vortheilhaft eine Sprengung von

Fig. 318.

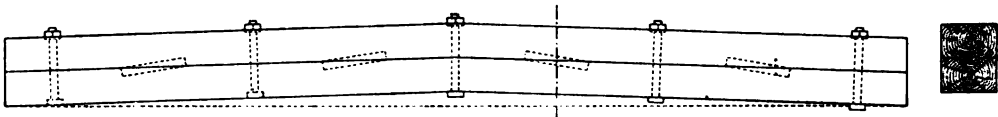


Fig. 319.

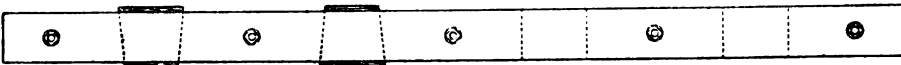
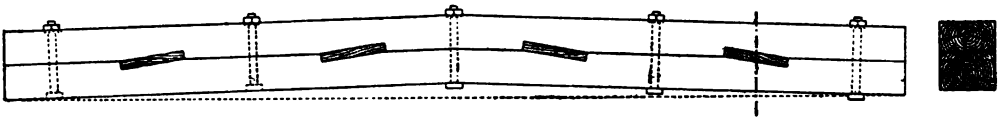
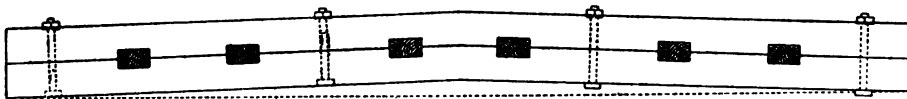


Fig. 320.



$\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{100}$ ihrer Länge (Fig. 320), welche man ähnlich wie bei den verzahnten Balken herstellt. Dagegen werden durch Verdübelung verstärkte Streben, Sattelhölzer, Spannriegel und Hängefäulen nur aus geraden Balken zusammengesetzt. Die Form und Entfernung der Dübel, so wie die Zahl und Vertheilung der Schraubenbolzen ergibt sich aus Art. 136 (S. 100).

b) Gefchlitzte und gespreizte Balken.

Wird ein Balken von der Breite b und der Höhe h in halber Höhe nach seiner Längsaxe aufgeschlitzt und dann nach seiner Mitte hin allmählich so aus einander gespreizt, daß er dort die gefammte Höhe αh erhält, so wächst dessen ursprüngliches Biegemoment $\frac{b h^3}{6}$ auf

$$\frac{b}{6} \cdot \frac{\alpha^3 - (\alpha - 1)^3}{\alpha} h^3, \dots \dots \dots 35.$$

sonach, da in der Praxis gewöhnlich $\alpha = 2,5$ angenommen wird, auf $4,9 \frac{b h^3}{6}$ oder fast auf das Fünffache. Diese Erhöhung der Tragfähigkeit veranlaßte Laves, Balken in der Mitte auffügen und durch eingeschaltete Klötze aus einander spreizen, deren Enden aber, zur Vermeidung eines völligen Aufschlitzens, durch Schraubenbolzen (Fig. 321 u. 322 rechts) oder besser durch umgelegte eiserne Bänder (Fig. 321 u. 322 links) fest zusammenhalten zu lassen. Da die Druckfestigkeit des Holzes

Fig. 321.

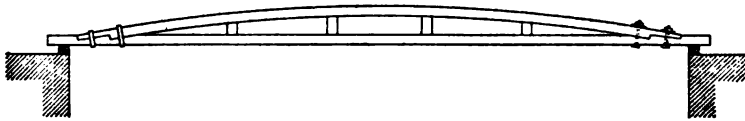
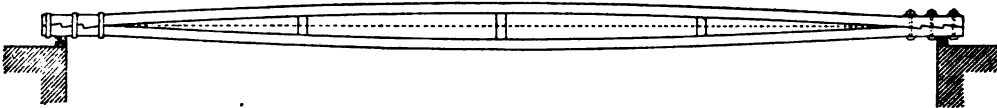


Fig. 322.



etwas geringer, als dessen Zugfestigkeit ist, so ließ Laves dem oberen Balkentheile etwa $\frac{4}{9}$ von der Stärke des unteren, also dem ersteren $\frac{4}{7} h$ und dem letzteren $\frac{3}{7} h$ zur Höhe geben.

Wo die Stärke eines Balkens nicht ausreicht, um die zuvor angegebenen nöthigen Widerstandsmomente zu erzielen, kann man durch Zusammenfassung je zweier Balken, welche man an den Enden fest verbindet und von welchen man nur den unteren oder nur den oberen (Fig. 321) oder auch beide (Fig. 322) biegt und durch hölzerne Spreizen oder hölzerne Zangen aus einander hält, helfen.

Bezeichnet man die Ordinaten der Schwerlinien beider Balken (Fig. 323) für die beliebige Abscisse x und die halbe Stützweite $\frac{l}{2}$ bzw. mit y und h und die Angriffsmomente der Horizontalkräfte in den daselbst geführten lothrechten Schnitten bzw. mit M_x und M_l , so ergibt sich die Form der gespreizten Balken aus der Gleichung

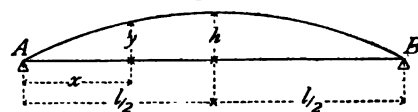
$$y = \frac{M_x}{M_l} h, \dots \dots \dots 36.$$

welche z. B. für gleichförmig auf die Projection vertheilte

Belastung g , wofür bekanntlich $M_x = \frac{g}{2} x (l - x)$ und $M_l = g \frac{l^2}{8}$ ist, in die Gleichung

$$y = \frac{4h}{l^2} x (l - x), \dots \dots \dots 37.$$

Fig. 323.



159.
Gefchlitzte
Balken.

160.
Gespreizte
Balken.

also in die Gleichung der gemeinen Parabel übergeht. Der Querschnitt F_z des gezogenen und F_d des gedrückten Balkens hat gleichzeitig den darin auftretenden Horizontalkräften und Verticalkräften

$$H_x = \frac{M_x}{y} \quad \text{und} \quad V_x = \frac{d M_x}{d_x} \quad 38.$$

zu widerstehen, woraus sich bezw. die Querschnittsflächen des gezogenen und gedrückten Balkens für die zulässigen Zug- und Druckspannungen z und d , so wie für die zulässigen Schubspannungen v

$$F_z = \frac{M_x}{y z} \quad \text{und} \quad F_z' = \frac{1}{v} \frac{d M_x}{d_x} \quad 39.$$

$$F_d = \frac{M_x}{y d} \quad \text{und} \quad F_d' = \frac{1}{v} \frac{d M_x}{d_x} \quad 40.$$

ergeben.

Für den gemein-parabolischen Balken mit gleichförmig auf die Projection vertheilter Belastung erhält man bezw.

$$F_z = \frac{1}{z} \frac{g l^2}{8 h} \quad \text{und} \quad F_z' = \frac{1}{v} g \left(\frac{l}{2} - x \right) \quad 41.$$

ferner

$$F_d = \frac{1}{d} \frac{g l^2}{8 h} \quad \text{und} \quad F_d' = \frac{1}{v} g \left(\frac{l}{2} - x \right) \quad 42.$$

woraus folgt, daß in diesem Falle die Querschnitte F_z und F_d constant sind und wegen

$$\frac{F_z}{F_d} = \frac{d}{z} \quad 43.$$

sich umgekehrt verhalten, wie ihre Beanspruchungen, ferner daß die Querschnitte F_z' und F_d' einander gleich, aber variabel sind und von der Mitte des Balkens, wo sie Null werden, nach dessen Enden hin zunehmen, wo sie den größten Werth

$$F_z' = F_d' = \frac{1}{v} \cdot \frac{g l}{2} \quad 44.$$

erreichen. Für die Querschnitte des gemein-parabolischen Balkens sind also in dessen Mitte nur die Momente, in allen übrigen, vorzugsweise über den Auflagern befindlichen Querschnitten die Momente und Vertical-Schubkräfte in der Art maßgebend, daß der größere der beiden sich ergebenden Querschnitte zu wählen ist.

Die Balkenenden sind so zu verbinden, daß die gleichen, aber entgegengesetzt und sicherend wirkenden Horizontalkräfte $\frac{g l^2}{8 h}$ aufgehoben werden, was man durch Verfassung, Verzahnung oder Verdübelung in Verbindung mit Schrauben und Bändern zu erreichen sucht. Die gespreizten Träger erfordern je zwei durchgehende Balken, weshalb sie auf Spannweiten von 10 bis 12^m beschränkt sind, und gestatten wegen ihrer Form bei Decken nur dann Anwendung, wenn eine horizontale Ausgleichung von Fußboden und Decke besonders hergestellt wird.

c) Gitterträger.

161.
Ermittlung
der
Spannungen.

Wo bedeutendere Lasten zu übertragen und größere Räume mittels Trägern zu überspannen sind, welche oben und unten eine wagrechte Begrenzung erhalten sollen, sind Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen (fog. Parallelträger⁷⁵) und rechtwinkeligem Stabsystem mit Vortheil zu verwenden. Sie erhalten zwei doppelte hölzerne Gurtungen, zwischen welche hölzerne, gewöhnlich unter halbem rechten Winkel geneigte gekreuzte Diagonalen und hölzerne oder eiserne Verticalen (Träger mit combinirtem Gitterwerk⁷⁵) nach dem System *Howe* eingeschaltet sind (Fig. 325 bis 327). Hierbei werden am vortheilhaftesten alle die eine feitliche Uebertragung der Lasten auf beide Stützpunkte bewirkenden Hauptdiagonalen, so wie die zur Aussteifung der Felder eingeschalteten Gegendiagonalen für Druck, jene Verticalen für Zug construirt.

⁷⁵) Siehe Theil I, Band 1, Art. 374 (S. 338).

Nimmt man an, ein solcher Gitterträger (Fig. 324), von der Höhe h und mit n gleichen Feldern von der Weite λ , sei in jedem unteren Knotenpunkte mit dem Eigengewicht p und der Verkehrslast q beschwert (z. B. wenn Deckenbalken auf dessen untere Gurtung gelegt oder an dieselbe angehängt werden), so beträgt die größte Druckspannung des beliebigen m -ten oberen Gurtungsfstückes ⁷⁶⁾

$$X_m \min = - \frac{(p+q)\lambda}{2h} (m-1)(n+1-m) = -C(m-1)(n+1-m) \quad 45.$$

und die größte Zugspannung des m -ten unteren Gurtungsfstückes ⁷⁶⁾

$$Z_m \min = \frac{(p+q)\lambda}{2h} m(n-m) = C m(n-m), \quad . \quad . \quad . \quad 46.$$

worin C dieselbe Constante darstellt, welche daher bezw. mit zwei verschiedenen variablen Producten zu multipliciren ist.

Die Grenzspannungen der Diagonalen 1 bis n mit der durchweg gleichen Länge $t = \sqrt{\lambda^2 + h^2}$ sind für Druck und Zug ⁷⁷⁾ bezw.

$$Y_m \min = - \frac{t}{2h} \left[p(n+1-2m) + \frac{q}{n} (n-m)(n+1-m) \right] \quad 47.$$

und

$$Y_m \max = \frac{t}{2h} \left[-p(n+1-2m) + \frac{q}{n} \cdot m(m-1) \right], \quad . \quad . \quad . \quad 48.$$

worin $\frac{tp}{2h}$ und $\frac{tq}{2n}$ wiederum Constante vorstellen.

Die Grenzspannungen in den Verticalen 0 bis $n-1$ sind für Zug und Druck ⁷⁷⁾ bezw.

$$V_m \max = \frac{p}{2} (n+1-2m) + \frac{q}{2n} (n-m)(n+1-m) \quad . \quad . \quad . \quad 49.$$

und

$$V_m \min = \frac{p}{2} (n+1-2m) - \frac{q}{2n} m(m-1) \quad . \quad . \quad . \quad 50.$$

Sind die Spannungen dieses Trägers mit durchweg rechts steigenden Diagonalen, welche auf seiner linken Seite Druck-, auf seiner rechten Seite Zugspannungen annehmen, berechnet, so lassen sich hieraus die Spannungen des Trägers mit nur gedrückten, zu dessen Mittellinie symmetrischen Diagonalen (Hauptdiagonalen) ableiten, während man alle Diagonalen, welche Zugspannung annehmen würden, weglässt und durch solche mit entgegengesetzter Neigung ersetzt.

Wird derselbe Gitterträger in allen oberen Knotenpunkten belastet (z. B. wenn Deckenbalken auf dessen obere Gurtung gelegt werden), so bleiben die Spannungen der Gurtungen und Diagonalen dieselben und die Grenzspannungen nur der Verticalen von 0 bis $n-1$ gehen in die folgenden ⁷⁷⁾ über:

$$V_m \max = \frac{p}{2} (n-1-2m) + \frac{q}{2n} (n-m)(n-1-m) \quad . \quad . \quad 51.$$

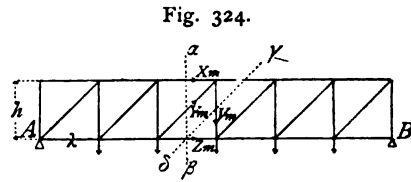
und

$$V_m \min = \frac{p}{2} (n-1-2m) - \frac{q}{2n} m(m+1) \quad . \quad . \quad . \quad 52.$$

In den meisten beim Hochbauwesen vorkommenden Fällen erhalten die hölzernen Gitterträger durchweg gleiche Stärken ihrer Gurtungen und Stäbe, wodurch zwar

⁷⁶⁾ Siehe Art. 386, S. 352 in Theil I, Band 2 dieses »Handbuches«.

⁷⁷⁾ Siehe Art. 387, S. 352 ebendaf.



ihr Materialbedarf vermehrt, aber ihre Construction wesentlich vereinfacht wird. In diesem Falle hat man nur die größten Spannungen der Gurtungen und Stäbe, welche bezw. in der Mitte und an den Enden dieser Träger eintreten, zu ermitteln und hiernach ihre Querschnitte fest zu stellen.

Für $m = \frac{n}{2}$ erhält man daher die absolut größte Druckspannung der oberen Gurtung

$$X_m \min = - \frac{(p+q)\lambda}{2h} \left(\frac{n^2}{4} - 1 \right), \quad 53.$$

worin 1 gegen $\frac{n^2}{4}$ vernachlässigt werden kann, und die absolut größte Zugspannung der unteren Gurtung

$$Z_m \max = \frac{(p+q)\lambda}{2h} \cdot \frac{n^2}{4} \quad 54.$$

Für $m = 0$ erhält man die absolut größte Druckspannung der Diagonalen

$$Y_m \min = - \frac{t}{2h} (p+q)(n+1) \quad 55.$$

und die absolut größte Zugspannung der Verticalen

$$V_m \max = \frac{1}{2} (p+q)(n+1), \quad 56.$$

wenn der Träger unten und

$$V_m \max = \frac{1}{2} (p+q)(n-1), \quad 57.$$

wenn derselbe oben belastet ist.

162.
Querschnitts-
Ermittelung.

Bezeichnet man mit F_x und F_z , F_d und F_v bezw. die Querschnitte der Gurtungen und Stäbe, mit z und d bezw. die größte zulässige Zug- und Druckspannung, so ist, wenn die Trägerlänge $n\lambda = l$ gesetzt wird, der erforderliche constante nutzbare Querschnitt der oberen Gurtung

$$F_x = \frac{n(p+q)\lambda}{8dh}, \quad 58.$$

der unteren Gurtung

$$F_z = \frac{n(p+q)\lambda}{8zh}, \quad 59.$$

der Diagonalen

$$F_d = \frac{(n+1)(p+q)t}{2dh} \quad 60.$$

und der entweder hölzernen oder eisernen Verticalen bezw.

$$F_v = \frac{(n+1)(p+q)}{2z} \quad \text{oder} \quad F_v = \frac{(n-1)(p+q)}{2z}, \quad 61.$$

wobei die kleinste zulässige Beanspruchung auf Zug für Holz und Schmiedeeisen zu bezw. 100 und 1000 kg pro 1 cm angenommen werden kann.

163.
Construction.

Bei Anwendung hölzerner Verticalen werden dieselben auf beiden Seiten mit den beiden Gurtungen verblattet und oben und unten mit ihnen verbolzt, während die gekreuzten Diagonalen, welche in ihren Kreuzungspunkten verblattet und genagelt werden, durch Zapfen ohne oder mit Verfatzung mit ihnen verbunden sind (Fig. 325). Bei Anwendung eiserner, mit Kopf und Mutter versehenen Verticalen werden dieselben

durch kurze hölzerne, von aussen quer über und unter die Gurtungen gelegte Sattelstücke gesteckt, die Diagonalen mittels Zapfen zwischen die Gurtungen eingeschaltet und diese sämtlichen Theile durch Anziehen der erwähnten Müttern fest zusammengepresst (Fig. 326).

Bei Gitterträgern für grössere Spannweiten mit bedeutenderen Belastungen schaltet man zwischen die Enden entgegengesetzt geneigter Diagonalen besondere Spannklotze ein, gegen welche sich die letzteren stemmen und welche von den Hängeseisen durchsetzt werden (Fig. 327).

Fig. 325.

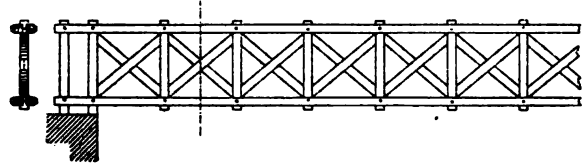


Fig. 326.

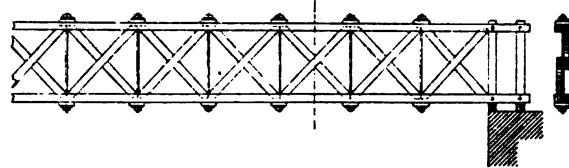
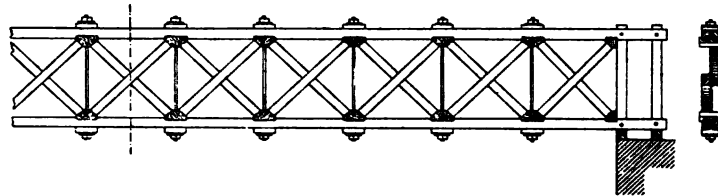


Fig. 327.



d) Armirte Balken.

Die Tragfähigkeit von Balken, welche für sich zu schwach sind, kann durch Verbindung derselben mit Hängewerken (Fig. 329 u. 331) oder Sprengwerken (Fig. 332) erhöht werden, wobei diese Hilfs-Constructionen für kleinere und grössere Spannweiten bzw. einfach und doppelt angewendet werden.

1) Hängewerkbalken.

Ist ein Balken von der Länge l , Breite b und Höhe h (Fig. 328) verfügbar, so ist derselbe bei seiner grössten zulässigen Beanspruchung d im Stande, von der grössten, in seiner Mitte wirkenden Last P den Antheil

$$\alpha P = \frac{2}{3} \frac{d b h^2}{l} \dots 62.$$

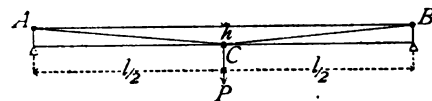
zu tragen, woraus α zu bestimmen ist. Um den Rest $P(1 - \alpha)$ der Last übertragen zu können, müssen die Zugstangen auf jeder Seite bei einer grössten zulässigen Beanspruchung ε den nutzbaren Querschnitt

$$F = \frac{P(1 - \alpha)}{2\varepsilon} \frac{\sqrt{4h^2 + l^2}}{2h} \dots 63.$$

erhalten, wovon bei je zwei Zugstangen auf jede die Hälfte kommt. Werden dieselben, wie gewöhnlich, aus Rundeisen hergestellt und an den äusseren Enden mit Gewinden von $0,2$ des äusseren Durchmessers versehen, so beträgt deren äusserer Durchmesser

$$D = \frac{2}{1 - 0,4} \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 1,88 \sqrt{F} \dots 64.$$

Fig. 328.



164.
Einfache
Hängewerk-
balken.

Die Gewinde werden gewöhnlich durch eiserne, zur Zugfängenaxe normale Querplatten gesteckt, mit Unterlagsplatten versehen und dann mittels starker Muttern angezogen, während die unteren Enden der Zugfängen Oefen erhalten, durch welche

Fig. 329.

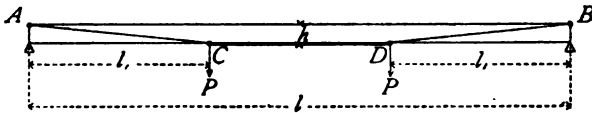


ein eiserner, den hölzernen Balken unterstützender Querbolzen gesteckt und durch Splinte oder Schrauben fest gehalten wird (Fig. 329).

165.
Doppelte
Hängewerk-
balken.

Ist ein Balken von den zuvor angegebenen Abmessungen verfügbar und in den Entfernungen l_1 von seinen beiden Enden mit den gleichen Einzellaften P beschwert (Fig. 330), so kann er von jeder derselben den Antheil

Fig. 330.



$$\alpha P = \frac{1}{6} \frac{d b h^2}{l_1} \quad 65.$$

tragen, woraus α zu bestimmen ist. Um den Rest $P(1 - \alpha)$ dieser Last übertragen zu können, müssen die geneigten und wag-

rechten Theile der Zugfängen bezw. einen nutzbaren Gefammtquerschnitt

$$F = \frac{P(1 - \alpha)}{z} \frac{\sqrt{h^2 + l_1^2}}{h} \quad \text{und} \quad F_1 = \frac{P(1 - \alpha)}{z} \cdot \frac{l_1}{h} \quad 66.$$

erhalten, woraus deren äußerer Durchmesser wie vorher zu bestimmen ist. Die Construction ist derjenigen der einfachen Hängewerkbalken analog (Fig. 331).

Fig. 331.

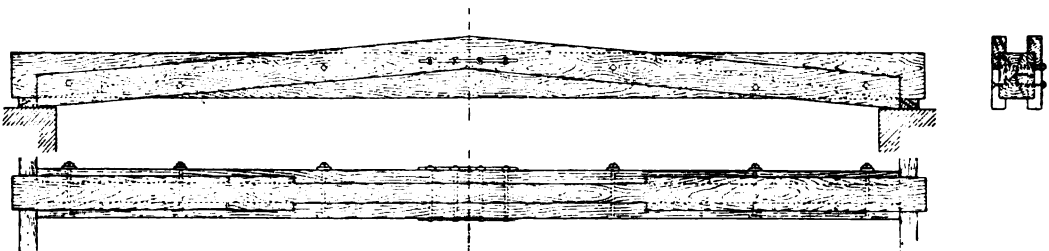


2) Sprengwerkbalken.

166.
Einfache
Sprengwerk-
balken.

Einfache Sprengwerkbalken (Fig. 332) bestehen ausser dem Hauptbalken aus je zwei zu beiden Seiten angebrachten, geneigten hölzernen Streben, welche durch Schraubenbolzen mit jenen verbunden werden. Um ein Ineinanderpreffen der Streben an den sich berührenden Hirnenden zu vermeiden, legt man hinreichend große Zink-,

Fig. 332.



Kupfer- oder Eisenplättchen ein. Die statische Berechnung ist derjenigen der einfachen Hängewerkbalken analog; nur ist in die Gleichung 63. für F der Werth d statt z einzuführen und auf Holz zu beziehen.

Doppelte Sprengwerkbalken unterscheiden sich von den einfachen nur durch wagrechte, zwischen die Streben eingeschaltete Spannriegel, werden jedoch analog construirt und mit denselben Modificationen, wie die doppelten Hängewerkbalken berechnet.

167.
Doppelte
Sprengwerk-
balken.

4. Kapitel.

Balkenverbände.

a) Winkelbänder.

Ist ein wagrechter, am einen Ende fest gehaltener, am anderen Ende freischwebender Balken (Fig. 333) von der Länge a für sich zu schwach, um eine an seinem freien Ende wirkende Last P zu tragen, so wird derselbe am einfachsten durch ein Winkelband, auch Büge genannt, unterstützt. Bezeichnet α den Winkel, welchen das Winkelband von der Länge s mit dem Horizont einschließt, so ist, wenn von der Biegefestigkeit des Horizontalbalkens abgesehen wird, der längs des Winkelbandes wirkende Druck

$$S = P \frac{a}{s \cos \alpha \sin \alpha} = P \frac{2a}{s \sin 2\alpha} \quad \dots \quad 67.$$

und der längs des Horizontalbalkens wirkende Zug

$$H = S \cos \alpha = P \frac{a}{s \sin \alpha} \quad \dots \quad 68.$$

Der Druck S wird unter übrigens gleichen Umständen am kleinsten, wenn $\sin 2\alpha = 1$, also wenn das Winkelband unter einem Winkel $\alpha = 45$ Grad angebracht wird. Wirkt die Last P direct am Kopfe des Winkelbandes, so wird $a = s \cos \alpha$ und, wenn dieser Werth in Gleichung 67. u. 68. eingeführt wird, der Längsdruck und Horizontalzug bezw.

$$S = \frac{P}{\sin \alpha} \quad \text{und} \quad H = \frac{P}{\tan \alpha} \quad \dots \quad 69.$$

Wenn nunmehr mit β die größere, mit δ die kleinere Querschnitts-Dimension eines an den Enden eingezapften, etwas drehbaren Winkelbandes (Fig. 334), mit E der Elasticitäts-Modul und mit C ein Sicherheits-Coefficient, der bei Holz etwa zu $\frac{1}{10}$ anzunehmen ist, bezeichnet wird, so ist der Widerstand eines auf seitliche Ausbiegung (Knicken) beanspruchten Winkelbandes

$$W = \frac{C \pi^2 E}{12} \cdot \frac{\beta \delta^3}{s^2} \quad \dots \quad 70.$$

Durch Gleichsetzung der Werthe 67. und 70. erhält man die Gleichung

$$\beta \delta^3 = \frac{24 s a}{C \pi^2 E \sin 2\alpha} P, \quad \dots \quad 71.$$

woraus eine der erforderlichen Abmessungen β oder δ ermittelt werden

Fig. 334.

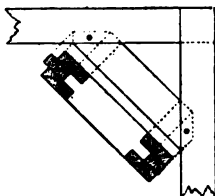
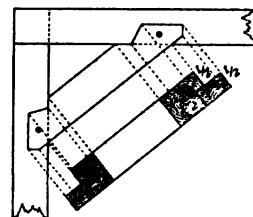


Fig. 335.



$$\beta \delta^3 = \frac{6 s \alpha}{C \pi^3 E \sin 2 \alpha} P 72.$$

zu ermitteln. Wird hierin $C = \frac{1}{10}$, $\pi = 3,14$ und $E = 120\,000$ gesetzt, so ergibt sich

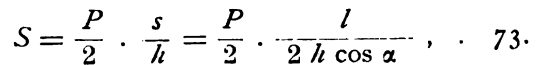
Gleich große Gefahr gegen seitliche Ausbiegung in der Richtung beider Querschnittsabmessungen des Winkelbandes entsteht, wenn $\beta = \delta$, in welchem Falle in den beiden letzten Gleichungen δ^1 statt β^3 zu setzen ist, also nur δ zu bestimmen bleibt.

Das eingezapfte Winkelband (Fig. 334) wird oben mit einem Schrägzapfen, der zuerst eingesetzt wird, unten mit einem sog. Jagdzapfen versehen, welcher unten nach einem Kreisbogen abgerundet ist und mit dem Hammer eingetrieben oder »eingejagt« wird. Zuletzt erfolgt die Befestigung mit je zwei Holznägeln.

b) Sprengwerke.

170.
Einfaches
Sprengwerk.

Fig. 336.



welcher sich in den am Fusse der Strebe wirkenden Verticaldruck $\frac{P}{2}$ und den Horizontaldruck

zerlegt, welche beiden letzteren Drücke von Verticalpfosten oder Widerlagern aufzunehmen find. Die Stärke der Streben ergiebt sich aus Gleichung 73. und 70. zu

Wird hierin wieder $C = \frac{1}{10}$, $\pi = 3,14$ und $E = 120\,000$ gesetzt, so ergibt sich

Dieser Querschnitt wird, wie beim Winkelverband, zum Minimum, wenn derselbe unter übrigens gleichen Umständen quadratisch angenommen und wenn jede Strebe unter einem Winkel $\alpha = 45$ Grad geneigt wird.

Die Verbindung der Streben mit dem Balken geschieht entweder durch stumpfen Stoß und schräge Verzapfung mit dem Balken (Fig. 337) oder vermittels eines Unterzuges, in welchen die Streben ebenfalls mittels kurzer Zapfen eingreifen (Fig. 338), oder mittels eines gusseisernen Schuhs (Fig. 339), welcher durch Bolzen mit dem Balken verbunden und mit Stehplatte nebst Wangenstücken versehen ist, um die Köpfe der Streben gegen ein Ineinanderpreffen und gegen ein seitliches Ausweichen zu schützen.

Die Verbindung der Streben mit den Widerlagern geschieht in verschiedener Weise. Bestehen die Widerlager aus Mauerwerk, so wird die Strebe entweder direct in

Fig. 337.

Fig. 338.

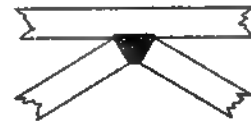


Fig. 339.

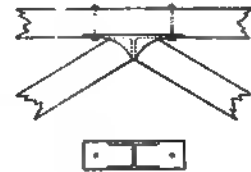


Fig. 340.

Fig. 341.

Fig. 342.

Fig. 343.



Fig. 344.

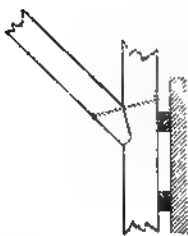


Fig. 345.



Fig. 346.



Fig. 347.

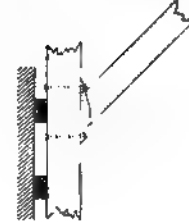
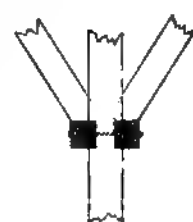


Fig. 348.



das Mauerwerk eingefetzt (Fig. 340) oder mittels eines gusseisernen Schuhs (Fig. 341 u. 345) unterstützt, welcher Wasserabfluß und Luftzutritt gestattet, also die Trockenheit und Dauer der Strebe befördert. Besteht das Mauerwerk aus Quadern oder wird es mit Quadern verblendet, so läßt man den Fuß der Strebe in einen besonderen, nicht zu kleinen Quader ein (Fig. 342); besteht dagegen das Mauerwerk aus kleinen Bruchsteinen oder Ziegeln, so legt man eine besondere hölzerne Schwelle ein, welche den Druck der Strebe auf eine größere Mauerfläche vertheilt (Fig. 343).

Stemmen sich die Streben gegen hölzerne Pfosten, so werden sie mit den letzteren entweder durch Verfatzungen und Schrauben (Fig. 344) oder durch guß-

eiserne Schuhe (Fig. 347), welche in Fig. 346 besonders dargestellt sind, oder durch Gurtholzer (Fig. 348) verbunden, welche mit den Pfosten verschraubt werden.

171.
Zweifaches
Sprengwerk.

Wirken in den Punkten C und D (Fig. 349), mit den Abständen l_1 von den Stützen A und B , die Lasten P und sind diese von den Streben AC und BD zu unterstützen, so erfährt jede Strebe von der Länge $s = \sqrt{l_1^2 + h^2} = \frac{l_1}{\cos \alpha}$ den

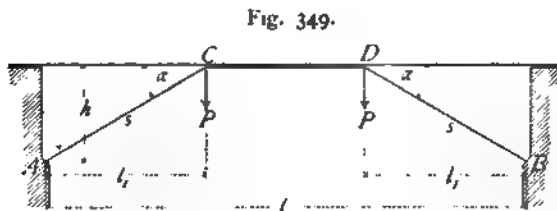


Fig. 349.

Längsdruck

$$S = P \frac{s}{h} = P \frac{l_1}{h \cos \alpha} \quad ; \quad 76.$$

dieser scheidet am Kopfe und Fusse jeder Strebe als horizontale Componente den Druck

$$H = P \frac{l_1}{h} \quad . \quad . \quad 77.$$

aus, welcher oben vom Balken oder von einem besonderen Spannriegel, unten vom Widerlager aufzunehmen ist. Durch Verbindung von Gleichung 70. und 76. ergibt sich der Querschnitt der Streben aus

$$\beta \delta^3 = \frac{12}{C \pi^2 E} \cdot \frac{s^3}{h} P = \frac{12}{C \pi^2 E} \cdot \frac{l_1^3}{h \cos^3 \alpha} P \quad . \quad . \quad 78.$$

und, wenn dieselben Zahlenwerthe wie früher eingeführt werden, aus

$$\beta \delta^3 = 0,0000136 \frac{l_1^3}{h \cos^3 \alpha} P \quad . \quad . \quad 78a.$$

Für die Bestimmung des Querschnittes des Spannriegels mit der Breite β_1 und der Dicke δ_1 , als der kleineren Dimension erhält man aus Gleichung 70. und 77. die Gleichung

$$\beta_1 \delta_1^3 = \frac{12}{C \pi^2 E} \cdot \frac{l_1^3}{h \cos^3 \alpha} P \quad . \quad . \quad 79.$$

und, wenn wieder die obigen Zahlenwerthe eingeführt werden,

$$\beta_1 \delta_1^3 = 0,0000136 \frac{l_1^3}{h \cos^3 \alpha} P \quad . \quad . \quad 79a.$$

Wird der Spannriegel mit dem Balken fest verbunden, so läßt sich in obiger Gleichung $4 \pi^2$ statt π^2 setzen, und man erhält den Zahlen-Coefficienten 0,0000031.

Fig. 350.

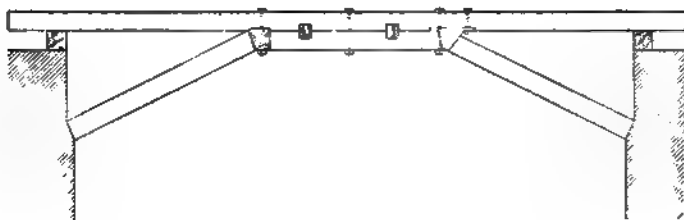


Fig. 352.

Fig. 351.

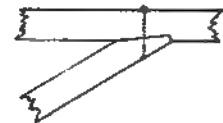
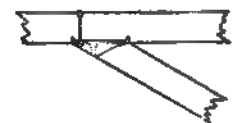


Fig. 353.



Die Verbindung der Streben mit dem Balken wird entweder direct, theils mittels Verfassung und Schrauben (Fig. 351), theils mittels gusseiserner Schuhe (Fig. 353), oder indirect bewirkt, indem man zwischen die Streben einen Spannriegel (Fig. 350 u. 352) einschaltet. Die Streben werden mit diesem Spannriegel entweder durch stumpfen Stofs nebst schmiedeeisernen Winkelbändern (Fig. 350) oder mittels eines Unterzuges (Fig. 352 links) oder mittels eines gusseisernen Schuhs (Fig. 352 rechts) verbunden. In den Unterzug, welcher an den Balken geschraubt wird, werden Streben und Spannriegel mittels kurzer Zapfen eingesetzt, während der gusseiserne Schuh an den Balken und Spannriegel geschraubt wird, im Uebrigen aber ähnlich, wie der beim einfachen Sprengwerk beschriebene angeordnet ist. Damit Balken und Spannriegel möglichst zusammen wirken, werden beide mittels Dübel und Schrauben (Fig. 350 u. 352) verbunden.

Die Verbindung der Streben mit den Widerlagern ist derjenigen des einfachen Sprengwerkes analog.

c) Hängewerke.

Ist ein an beiden Enden frei aufruhender Balken zu schwach, um die ihm zufallende Last zu tragen, und wird er deshalb an einer, an zwei oder an mehreren Stellen durch Hängefäulen und Streben unterstützt, so entsteht das einfache (Fig. 356 u. 359), das zweifache (Fig. 367) und das mehrfache Hängewerk. Das Hängewerk ist somit als ein Sprengwerk mit einer, zwei oder mehreren Hängefäulen anzusehen.

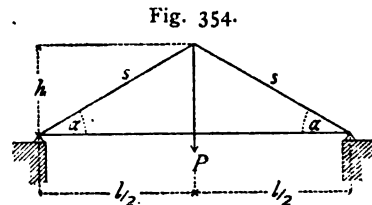
Das Princip des einfachen Hängewerkes oder des sog. einfachen Hängebockes wird durch Fig. 354 veranschaulicht.

172.
Einfach
Hängewerk.

Wirkt in der Mitte des horizontalen Balkens die Last P , so ist dieselbe durch die Hängefäule auf die beiden Streben zu übertragen, mithin deren parallel zur Axe wirkende Zugspannung

$$V = P \quad \dots \quad 80.$$

Am oberen Ende der Hängefäule zerlegt sich diese Spannung in der Richtung der beiden Streben und erzeugt in ihnen denselben, durch Gleichung 73. dargestellten Längsdruck, wie beim einfachen Sprengwerk, während der Balken eine Zugspannung erfährt, welche dem durch Gleichung 74. dargestellten



Seitendruck H numerisch gleich ist. Der Balken muß diese Zugspannung aufheben; das Hängewerk erzeugt also einen Seitendruck, wie das Sprengwerk, nicht, sondern übt, wie der Balken, einen nur lothrechten Druck auf seine Unterlagen aus. Dagegen muß der Balken so lang sein, daß ein Abscheren durch die Streben vermieden wird. Wird die Verlängerung des Spannbalkens außerhalb der Streben mit λ , dessen Breite mit β und dessen Widerstand gegen Abscheren parallel zur Faserrichtung für die Flächeneinheit mit v bezeichnet, so ergibt sich die erforderliche Verlängerung

$$\lambda = \frac{H}{v \beta}, \quad \dots \quad 81.$$

worin für Nadel- und Eichenholz bezw. $v = 6 \text{ kg}$ und 8 kg pro 1 qcm gesetzt werden kann.

Das einfache Hängewerk erhält entweder Hängefäulen mit schmiedeeisernen Bändern, welche den Spannbalken tragen (Fig. 356), oder Hängestangen, welche den Spannbalken oder diesen nebst einem Unterzug durchsetzen (Fig. 359), und dann meist gusseiserne Verbindungstheile am Kopf und Fuß der Streben.

Fig. 355.

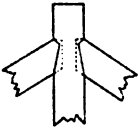


Fig. 356.

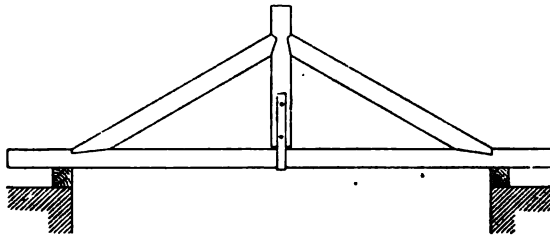


Fig. 357.

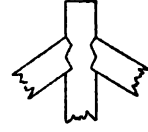


Fig. 358.



Fig. 360.

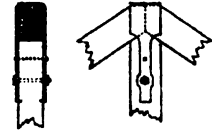


Fig. 359.

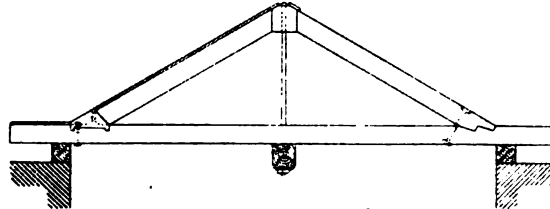


Fig. 361.

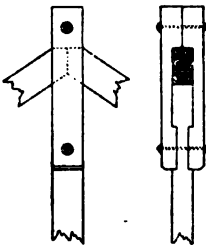
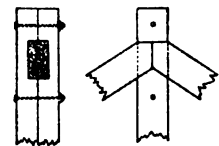


Fig. 362.



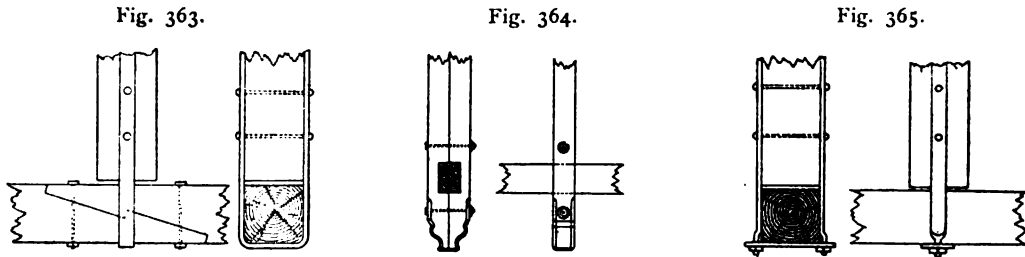
Die Verbindung der Streben mit dem Balken wird theils durch einfache (Fig. 356) oder doppelte Verfatzung (ohne oder mit Zapfen) und Schrauben (Fig. 359 rechts), theils durch eiserne, mit dem Spannbalken verschraubte Schuhe (Fig. 359 links) bewirkt. Diese Schuhe werden mit zwei oder mehreren, in den Spannbalken eingreifenden Krampen versehen, um auf dem Spannbalken nicht durch den Seitendruck der Streben verschoben zu werden. Sobald der Winkel, unter welchem die Streben zum Spannbalken geneigt sind, 30 Grad überschreitet, sind die Schrauben, welche in Verbindung mit der einfachen oder doppelten Verfatzung angewendet werden und ein Auspringen der Streben aus ihren Sitzen verhindern sollen, nicht mehr unbedingt erforderlich.

Die Verbindung der Streben mit der Hängefäule wird theils durch einfache (Fig. 356), theils durch doppelte Verfatzung (Fig. 357) ohne oder mit Zapfen (Fig. 355) bewirkt, in welchen Fällen die Hängefäule oben so weit über die Verbindungsstelle hinaus verlängert werden muß, daß ein Abscheren derselben durch die Vertikalkraft V vermieden wird. Wo eine solche Verlängerung nicht statthaft ist, werden die Hängefäulen mittels schmiedeeiserner Winkelbänder (Fig. 358) oder mittels schmiedeeiserner Hängebänder (Fig. 360) mit den Streben verbunden. Bei Anwendung doppelter Hängefäulen, welche oben genügend verlängert und zusammengeschraubt sind, lassen sich die Streben stumpf stoßen (Fig. 362). Dieselbe Verbindung der Streben läßt sich auch anwenden, wenn zwei hölzerne, nach oben verlängerte und unter sich verschraubte Laschen angewendet und mit der Hängefäule durch Verschränkung verbunden werden (Fig. 361).

Die Verbindung der Streben mit der Hängefange erfolgt durch Vermittelung eines gußeisernen Zwischenstückes, welches aus einer lothrechten, in der Mitte verdickten und durchlochten Platte besteht (Fig. 359), gegen welche sich die Streben stemmen und durch welche die Hängefange gefeckt wird, während oben eine Ver-

tiefung den Schraubenkopf der Hängestange aufnimmt und zwei Backenstücke ein seitliches Ausweichen der Streben verhindern (Fig. 359 unten).

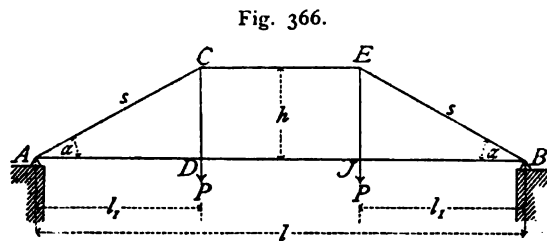
Die Verbindung der Hängefäule mit dem Balken wird meist entweder durch schmiedeeiserne Bänder (Fig. 363), welche den Balken umschließen und an die Hängefäule angebolt sind, oder durch Hängeeisen (Fig. 365) bewirkt, welche unten mit Schrauben versehen sind und eine Querplatte aufnehmen, worauf der Spannbalken



ruht. Muß der Spannbalken gestoßen werden, so kann dies durch ein schräges Hakenblatt (Fig. 363) geschehen. Werden doppelte Hängefäulen angewendet, welche durch Schrauben verbunden werden (Fig. 364), so schneidet man erstere aus und läßt sie den Balken umfassen.

Das zweifache Hängewerk oder der fog. doppelte Hängebock ist in Fig. 366 in einfachen Linien dargestellt. Wirken in den Punkten D und F mit den Abständen l_1 von den Stützen A und B die Lasten P , P , so sind dieselben durch die beiden Hängefäulen, welche die Zugspannung P erfahren, auf die Streben und auf den zwischen ihnen eingeschalteten Spannriegel zu übertragen; dieselben erfahren dadurch bzw. die durch Gleichung 76. und 77. gegebene Druckspannung, während gleichzeitig der Balken durch die von den Streben erzeugten Horizontalkräfte in Gleichung 77. gezogen wird und dieselben zu vernichten hat. Auch das zweifache Hängewerk übt daher einen nur lothrechten Druck auf seine Auflager aus. Dagegen muß der Spannbalken auch hier auf jeder Seite um die durch Gleichung 81. gegebene Abmessung länger, als die Stützweite l sein, damit ein Abscheren desselben nicht stattfindet.

137.
Zweifaches
Hängewerk.



Das zweifache Hängewerk erhält entweder zwei Hängefäulen mit schmiedeeisernen Bändern (Fig. 367) oder schmiedeeisernen Hängestangen, die den Spannbalken tragen und den beim einfachen Hängewerk beschriebenen ähnliche Anordnungen erfordern. Insbesondere sind die Verbindungen der Hängefäulen und der Streben mit dem Spannbalken den bzw. in Fig. 363 bis 365 und in Fig. 359 links und rechts dargestellten analog. Dagegen erfordert die Verbindung der Hängefäule mit den Streben und dem Spannriegel eine etwas abweichende Anordnung. Entweder läßt man Streben und Spannriegel mittels Zapfen und Verfatzung in die Hängefäule eingreifen, in welchem Falle die Hängefäule nach oben so weit zu verlängern ist, daß ein Abscheren durch die Kraft P nicht erfolgen kann (Fig. 368), oder man setzt, wo eine solche Verlängerung der Hängefäule nicht statthaft ist, Strebe und Spannriegel mit Ver-

Fig. 367.

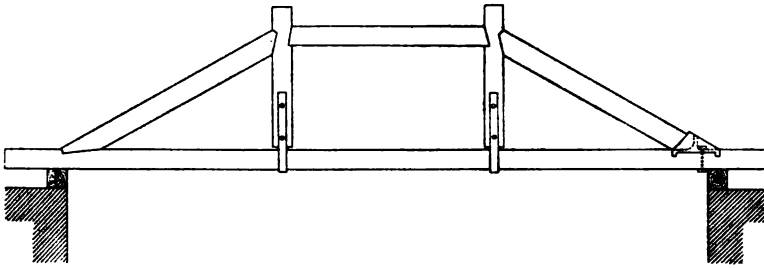


Fig. 368.

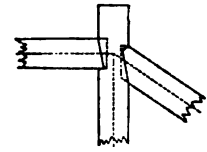
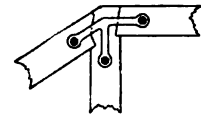


Fig. 369.



setzung in dieselbe ein und verbindet sie durch je zwei dreiarmlige Bänder, welche man mittels je dreier durchgehenden Schrauben befestigt (Fig. 369).

d) Hänge-Sprengwerke.

174.
Princip
und
Construction.

Erfordert ein Balken Unterstützung in 3 oder 4 Zwischenpunkten, so läßt sich hierzu eine Combination von Sprengwerk und Hängewerk, und zwar bezw. das einfache und doppelte Hänge-Sprengwerk (Fig. 370 u. 371) anwenden. Die Verbindungen der Hängefäulen mit den Balken, der Hängefäulen mit den Streben und Spannriegeln, so wie der Streben mit ihren Stützpunkten sind den entsprechenden Verbindungen der Sprengwerke und der Hängewerke analog; dagegen erfordern die Streben und Balken an denjenigen Stellen, wo sie sich kreuzen, eine besondere Verbindung. Wo die Stärken der Balken und Streben dies gestatten, werden

Fig. 370.

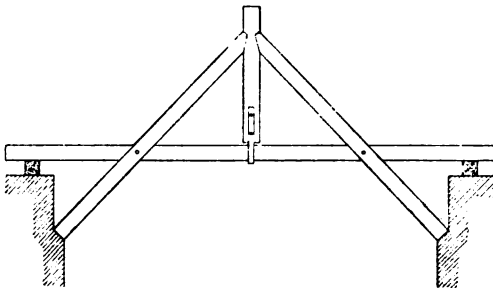
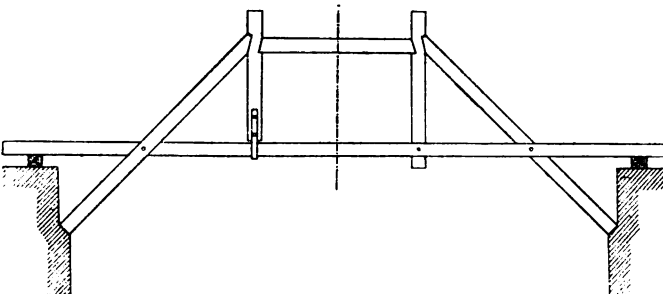


Fig. 371.



dieselben so überblattet, daß von den Streben als den Hauptträgern höchstens $\frac{1}{3}$ ihrer Dicke ausgeschnitten wird (Fig. 370 u. 371 links). Sollen die Streben überhaupt nicht ver schwächt werden, so wendet man zwei Balken von geringerer Breite an, welche in die Streben an ihren Kreuzungsstellen etwas eingelassen werden, während man die Hängefäulen zwischen den doppelten Balken nach unten verlängert und dort die Balken ebenfalls etwas einläßt (Fig. 371 rechts). Bei Anwendung sowohl einfacher, als auch doppelter Balken werden die

felben an ihren Kreuzungsstellen überdies durch Schraubenbolzen mit den Streben verbunden; eben so werden die verlängerten Hängefäulen mit den doppelten Balken an ihren Kreuzungsstellen verschraubt.

5. Kapitel.

Bohlen- und Bretterverbände.

Die Verbände von Bohlen und Brettern bezwecken meist die Herstellung entweder von wagrechten Bautheilen, wie Böden und Decken, oder von lothrechten Bautheilen, wie Wänden und Wandbekleidungen, Thüren und Thoren, oder von Bautheilen, welche aus Bohlen von verschiedener Neigung zusammengesetzt sind. Diefelben sind wesentlich verschieden, je nachdem sie in einer Ebene, in zwei zu einander parallelen Ebenen oder in mehreren, unter einem Winkel zu einander geneigten Ebenen zusammenzusetzen sind.

a) Verbände in einer Ebene.

1) Verbreiterungen.

Die Bohlen- und Bretterverbände in einer wagrechten Ebene werden je nach dem niedrigeren oder höheren Grade des Zusammenhanges mittels der geraden und schrägen Fuge, mittels Falz, mittels Nuth und Feder oder mittels Verzapfung, Nuth und eingelegter Feder, diejenigen in einer lothrechten Ebene je nach dem besonderen Zwecke mittels gerader und schräger Fugen ohne und mit Deckleisten, Falz oder Keil- und Quadratspundung, Nuth und Feder bewirkt.

175.
Methoden
der
Verbreiterung.

Das Herstellen der geraden und schrägen Fuge wird bezw. Säumen und Meßern genannt. Die Fuge wird in beiden Fällen mit einem Handhobel glatt gehobelt und die Befestigung der Bretter mit Hilfe von Leim oder mittels eines gut bindenden Kittes bewirkt.

176.
Säumen
und
Meßern.

Beim Falzen wird die Fuge der Bretter oder Bohlen mittels Falzhobel mit einem Falze (Fig. 372) versehen, dessen Tiefe und Breite ihrer halben Dicke gleich

177.
Falzen.

Fig. 372.



Fig. 373.

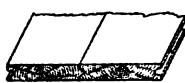


Fig. 374.



Fig. 375.



kommt. Jedenfalls muß der Falz größer sein, als das Maß, um welches die Bohle voraussichtlich schwindet. Da dieses Schwinden mit der Breite der Bohlen wächst, so empfiehlt es sich, schmalere Bohlen anzuwenden.

Bei Brettern oder schwachen Bohlen wird die Keilspundung (Fig. 373), bei stärkeren Bohlen die Quadratspundung (Fig. 374) mit Vortheil angewendet, wobei die Tiefe der Nuth der Breite der Feder entspricht. Nur bei Spundwänden, welche zugleich so zu dichten sind, daß sie kein Wasser durchlassen, macht man die Nuth etwas tiefer und gießt den nach dem Zusammenfügen verbleibenden Zwischenraum mit dünnflüssigem Cement aus.

178.
Spundung.

Bei der Verbindung mittels Nuth und Feder sowohl von Brettern mit gleicher Dicke (z. B. von Fußboden und Friesbrettern), als auch mit ungleicher Dicke (z. B. von Rahmstücken mit Füllungen) wird entweder die Feder an die eine Seite der

179.
Nuth und
Feder.

Bohlen angearbeitet oder von härterem Holz angefertigt und in die zu beiden Seiten der Bohlen angearbeiteten Nuthen eingelegt (Fig. 375). Statt der hölzernen schiebt man in besonderen Fällen Federn von starkem Zinkblech ein. Wo schmale und stets trockene Bretter oder Bohlen auf diese Weise zu verbinden sind, läßt man die Feder die Nuth vollkommen ausfüllen; wo aber ein Quellen des Holzes zu befürchten ist, macht man die Nuth so tief, daß die Feder den nöthigen Spielraum hat. In demselben Falle macht man auch die Nuth so weit, daß die Feder in derselben nicht fest steckt, sondern daß sie beim Schwinden des Holzes der Bewegung desselben folgen kann. Dies gilt besonders für die Verbindung von starken Rahmhölzern mit

Fig. 376.



Fig. 377.



Fig. 378.

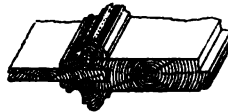


Fig. 379.



schwachen Füllungen, damit die letzteren beim Schwinden nicht reißen. Solche Rahmstücke und Füllungen werden theils ohne, theils mit Zwischenstück verbunden (Fig. 376 bis 379), welches entweder aufgelegt oder besser mittels Nuth und Feder eingeschaltet und mehr oder minder reich profilirt wird. Werden Füllungen mittels Nuth und Feder so in das Rahmstück eingesetzt, daß sie vorspringen oder nicht, so erhält man bezw. die überschobenen (Fig. 376) und eingeschobenen (Fig. 377) Füllungen.

Fig. 380.

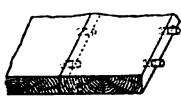
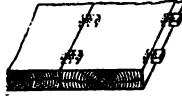


Fig. 381.



180.
Verzapfung.

Die Verzapfung von Brettern und Bohlen wird selten durch angearbeitete, sondern meist durch cylindrische oder prismatische Zapfen aus härterem Holze bewirkt, welche vielfach durch Maschinen hergestellt und besonders eingesetzt werden (Fig. 380 u. 381).

2) Winkelverbände.

181.
Methoden
des
Verbandes.

Sind Bohlen, welche in einer Ebene liegen, unter einem Winkel zu verbinden, so werden sie mittels Gehrung ohne oder mit eingelegter Feder, Verblattung ohne und mit Gehrung (Fig. 382 u. 383) und Verzapfung ohne oder mit Gehrung (Fig. 384 u. 385) zusammengesetzt.

Fig. 382.

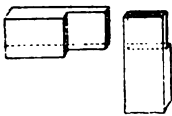


Fig. 383.

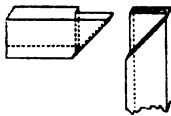


Fig. 384.

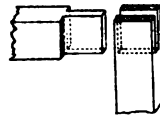


Fig. 385.



182.
Gehrung.

Die Gehrungsfuge muß den Winkel, unter welchem die Verbandstücke zusammenstoßen, halbiren und erfordert eine besondere Befestigung, welche durch eine drei- oder viereckige eingelegte Feder aus härterem Holze mittels hölzerner oder eiserner Nägel bewirkt wird.

183.
Verblattung.

Die Verblattung dient zum Winkelverbände schwächerer Bohlen. Die beiden Blattstücke werden in ihrer halben Stärke so ausgeschnitten, daß äußerlich entweder eine Gehrungsfuge entsteht oder nicht. In beiden Fällen sind die Verbandstücke durch mindestens zwei Nägel zu befestigen.

Die Verzapfung wird zur Verbindung starkerer Bohlen unter einem Winkel angewendet und erfordert einen Eck- oder einen Mittelzapfen, je nachdem die Bohlen an beiden Enden zu verbinden sind oder nicht (Fig. 386 u. 387). Soll der Eckverband äußerlich Gehrungsfugen zeigen, so ist der Zapfen dreieckig herzustellen (Fig. 385).

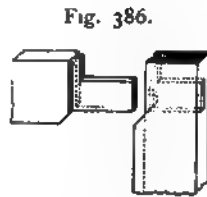


Fig. 386.

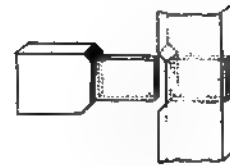


Fig. 387.

184.
Verzapfung.

b) Verbände in zwei parallelen Ebenen.

Wo eine einzige Bohlenlage die hinreichende Stärke nicht besitzt, wendet man zwei oder mehrere Lagen an, welche entweder mit parallelen, aber versetzten Längsfugen oder, wo zugleich eine Drehung derselben vermieden werden soll, mit sich kreuzenden Längsfugen entweder unmittelbar auf einander oder, behufs Herstellung eines Hohlraumes, in einem gewissen Abstände mittels einzelner zwischen sie eingeschalteten Bohlenstücke verbunden werden.

Bei starken Verbänden werden die Balken mit ihren Längsfugen dicht an einander und letztere so gelegt, daß sie in jeder Bohlenlage gegen einander um etwa eine halbe Bohlenbreite, also so versetzt sind, daß immer »voll auf Fuge« kommt.

185.
Parallele
Längsfugen.

Hierher gehören auch die beiden Bretterlagen von Parquetböden, wobei die untere Lage, der Blindboden, aus gewöhnlichen, unbehobelten und ungefüumten Brettern besteht, welche auf die Balken oder auf besondere Lagerhölzer normal zu denselben gelagert werden, und die obere Lage meist aus quadratischen Täfelchen besteht, welche mittels Nuth und eingelegter Feder aus hartem Holze an einander gefügt und auf die untere Bohlenlage mit in die Nuthen schräg eingesetzten Nägeln oder besser mit Schrauben befestigt werden.



Fig. 388.



Fig. 390.



Fig. 389.



Wo es sich um einen dichten Abschluß mittels nur gefüumter Bretter handelt, läßt man Zwischenräume zwischen den einzelnen Brettern beider Lagen, welche schmäler als die Brettbreiten sind, so daß die Bretter sich gegenseitig überdecken und auf einander genagelt werden können. Diese Verbindungsweise von Brettern und Bohlen besitzen die sog. Stülpdecken (Fig. 388 u. 389), welche man in Räumen anwendet, wo geputzte Decken wegen der darin entwickelten Feuchtigkeit und schädlichen Ausdünstung (z. B. in Stallungen) Dauer nicht versprechen, und die sog. Stülpwände (Fig. 390), welche man bei Herstellung von Fangdämmen, der Holzerfarnis halber, anstatt dichter, doppelter Bohlenlagen ausführt.



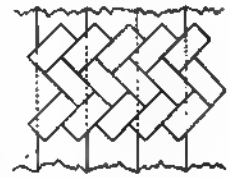
Wo die beiden Lagen von Balken oder Brettern ein möglichst unverfchiebliches Ganze bilden sollen, werden dieselben unter verschiedenen Winkeln, welche meist zwischen 45 und 90 Grad sich bewegen, entweder direct oder indirect auf einander genagelt. Die stärksten derartigen Verbindungen erfordern liegende Roste, welche aus starken Bohlen herzustellen sind und sich weder verschieben, noch durchbiegen

186.
Gekreuzte
Längsfugen.

den Enden zu vermeiden, kreuzt man dieselben (Fig. 391) und nagelt sie an mehreren Stellen.

ruquetböden, bei welchen der Blindboden aus normal zu den agelten Brettern besteht, während die Täfelchen des oberen ages so verlegt werden, daß ihre gen diejenigen der Bretter unter em gleichen oder unter verschiedenen nkeln kreuzen (Fig. 392).

Fig. 392.



Zweier Lagen gekreuzter ohlen bedient man sich ferner r Herstellung leichter Wände, bei man die eine Lage aus hrechten, die andere Lage aus e der Wand geneigten Brettern herstellt, welche 392). Die geneigten Bretter bilden mit jenen ngewerk, wodurch sich diese fog. gesprengten olche Wände zu schlechteren Leitern der Wärme

Fig. 394.



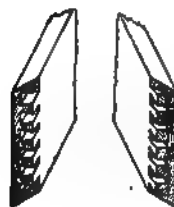
tet man zwischen die beiden Bretterlagen ein aus ein (Fig. 394), an welches die gegen die Mitte gelt werden.

ei zu einander geneigten Ebenen.

r unter einem Winkel sich treffenden Bohlen bildet elche beide indess eine Befestigung durch Leim, s erfordern. Einen besseren Verband liefert die lnen Zinken entweder durch die ganze Dicke der oder, um das Hirnholz der Zinken an einer Seite

zu verdecken, eine Länge von nur $\frac{2}{3}$ oder $\frac{3}{4}$ der Brettstärke erhalten (Fig. 396), wodurch die verdeckte Verzinkung entsteht. Um die Verzinkung an beiden Seiten zu verdecken, wie dies bei allen feineren Arbeiten erforderlich ist, wendet man die

Fig. 397



Verzinkung auf Gehrung (Fig. 397) an, obwohl die Bearbeitung derselben schwieriger ist und mehr Zeit erfordert. Um die Verzinkung zur Befestigung der unter einem Winkel zu verbindenden Bohlen noch wirksamer zu machen, werden dieselben überdies verleimt.

Einen wirksameren Winkelverband von Bohlen erreicht man indeß durch zwei oder mehrere eiserne Winkelbänder, deren beide Schenkel man auf die zu verbindenden Bretter auflegt oder in dieselben einläßt und dann durch Nägel oder besser durch Schrauben mit ihnen verbindet. Der solideste Winkelverband von Bohlen wird durch ein aufgelegtes oder eingelassenes Winkeleisen von der Länge der zu verbindenden Bretter hergestellt, welche man in derselben Weise befestigt.

188.
Verband
mittels
Eisen.

Literatur.

Bücher über »Constructions-Elemente in Holz«, so wie über »Zimmerwerkskunde« und »Bauschreinerei«.

- JOUSSE, M. *Le théâtre de l'art de la charpenterie, enrichi de diverses figures avec l'interprétation d'icelles. La Fleche 1664.*
- SCHÜBLER, J. J. Nützliche Anweisung zur unentbehrlichen Zimmermanns-Kunst. Nebst italiänischen, französischen und teutschen Heng- und Sprengwerken. Nürnberg 1731.
- SCHÜBLER, J. J. *Sciographica artis lignariae*, od. nützliche Eröffnung zu der sichern fundamentalen Holzt-Verbindung, bey dem Gebrauch der unentbehrlichen Zimmermanns-Kunst. Nürnberg 1736.
- REUSS. Anweisung zur Zimmermannskunst. Leipzig 1764. (3. Aufl. 1789.)
- KRAFFT, J. CH. *Plans, coupes et élévations de diverses productions de l'art de la charpente.* Paris 1805.
- HOFFMANN, J. G. Hauszimmerkunst. Königsberg 1819.
- TREDGOLD, T. *Elementary principles of carpentry.* London 1820. (6. Aufl. von E. W. TARN. 1885.)
- NOSBAN, L. Vollkommenes Handbuch für Möbel- und Gebäudeschreiner etc. Ulm 1829.
- MATTHAEY, C. Theoretisch-praktisches Handbuch für Zimmerleute etc. Weimar 1829—40. (2. Aufl. 1845.)
- ROMBERG, A. Die Zimmerwerks-Kunst. München 1831—33. (3. Aufl. 1850.)
- HÖRNIG, G. S. Grundätze und Erfahrungen in Betreff der verschiedenen Zimmerarbeiten bei dem Land- und Wasserbau. Dresden und Leipzig 1834. (4. Aufl. von R. HEYN. Leipzig 1875.)
- EMY, A. R. *Traité de l'art de la charpenterie.* Paris 1837—41. (Neue Aufl. 1878.) — Deutsch von L. HOFFMANN. Leipzig 1847—49. (Neue Ausg. 1860.)
- HAMPEL, J. C. G. Lehrbuch der höheren Zimmerkunst. Leipzig 1839.
- COULON, A. G. *Menuiserie descriptive etc.* Paris 1844. (Neue Aufl. 1869.)
- ADHÉMAR, A. J. *Traité de charpente.* Paris 1849. (4. Aufl. 1872.)
- De la charpente.* Bruxelles 1852.
- GRELLMANN, C. T. Lehrbuch der praktischen Zimmerkunst. Leipzig 1858.
- MÜLLER, H. Die Hauszimmerkunst. Leipzig 1858.
- FINK, F. Die Schule des Bautischlers. Leipzig 1858. (3. Aufl.: Der Bautischler oder Bauschreiner und der Fein-Zimmermann. 1877.)
- GEIER, F. Statistische Uebersicht der Holzverbindungen von Mittel- und Süddeutschland. Mainz 1859.
- HARRES, B. Die Schule des Zimmermanns. Leipzig 1860—62. (I. Theil: Die Hochbauten. 6. Aufl. 1878.)
- CABANÉ, B. *Charpente générale théorique et pratique.* Paris 1864.
- PROMNITZ, J. Der praktische Zimmermann. Halle 1868—69. (2. Aufl. von G. WANDERLEY. 1874.)
- MÖLLINGER, C. Baukonstruktions-Vorlagen der Baugewerkschule zu Höxter. Zimmerkonstruktionen. 1. u. 2. Heft. Halle 1869.
- FRANKE, G. Der practische Bautischler. Halle 1870.
- WOLFRAM, L. F. Darstellung der Zimmer-Bauwerke von den einfachsten Holzverbindungen bis zu großen zusammengesetzten Dächern, Treppen, Brücken, Maschinen etc. Stuttgart 1872.
- BROUSSE, P. *Enseignement sur l'art de la charpenterie.* Bordeaux 1873.
- DELATAILLE, E. *Art du trait pratique de charpente. Continuation des ouvrages commencés par F. Larrouil. 2me partie. Traité du bois droit par rembarrements à la sauterelle et par alignements.* Tours 1880.

Deutsche bautechnische Taschenbibliothek. Heft 69, 70 u. 73: Der Zimmermeister und Bau-Unternehmer.
Von G. ADLER. Leipzig 1881. — Heft 55 u. 56: Die Bautischlerei. Von C. A. ROMSTORFER.
1880—81.

PROMNITZ, J. Der Holzbau. Leipzig 1881.

SCHRÖDER, CH. Die Schule des Tischlers etc. Weimar 1885.

KRETSCHMER, K. Die Holzverbindungen. Wien 1885.

Ferner:

Zeitschrift der Zimmerkunst. Red. v. W. SCHÖNSTEIN. Leipzig. Erscheint seit 1883.

Deutsche Tischler-Zeitung. Herausg. v. F. A. GÜNTHER. Berlin. Erscheint seit 1874.

Journal de menuiserie. Erscheint seit 1863.

Illustrierte Schreiner-Zeitung. Herausg. von F. LUTHMER. Stuttgart. Erscheint seit 1883.

3. Abschnitt.

Constructions-Elemente in Eisen.

Von G. BARKHAUSEN.

.I. Kapitel.

Verbindung von Eisentheilen.

Eiserne Constructionstheile werden in sehr verschiedener Weise mit einander verbunden. Das Zusammenschweißen von Eisen und Stahl kommt an dieser Stelle nicht in Frage; hauptsächlich werden es die Verbindungen mittels Niete, mittels Schrauben, mittels Bolzen, mittels Keile und Splinte sein, deren Betrachtung die Hauptaufgabe des vorliegenden Kapitels ist.

a) Niete und Nietverbindungen.

1) Niete und Nietlöcher.

Niete dienen zur mechanischen Verbindung von Eisentheilen, wie auch einiger anderen Metalle; doch kommt die Vernietung nirgends in so ausgedehntem Maße in Anwendung, wie beim Eisen. Die Grundsätze der Vernietung sind hier verschieden, je nachdem diese in erster Linie bestimmt ist, Kräfte zu übertragen oder die Fuge der vernieteten Theile so zu schließen, daß Flüssigkeiten oder Gase selbst unter Druck stehend nicht durchdringen können. Man unterscheidet daher Kraftnietungen und Nietungen auf Dichtigkeit.

189.
Warme
Nietung.

Die Vernietung besteht darin, daß in je zwei einander in jeder Beziehung genau entsprechende, kreisrunde Löcher der beiden zu vernietenden Theile ein den Lochdurchmesser an Stärke nicht ganz erreichender, weißglühender Bolzen eingesteckt wird, dessen hinteres Ende einen ringförmig vorstehenden Kopf, den sog. Setzkopf, trägt; dieser legt, mit leichtem Hammerchlage angetrieben, die Stellung des Nietbolzens im Loche fest. Am anderen Ende steht der Bolzen so weit aus dem Loche hervor, daß durch Umschmieden mittels Zuschlag- und Gefenkhammer (Schellhammer) ein ähnlicher Kopf, wie der oben erwähnte, der sog. Schließkopf, nachträglich aus dem weißglühenden Bolzen hergestellt werden kann; die Länge des Bolzens muß von vornherein auf die Dicke aller auf einander zu nietenden Theile und auf die richtige Ausbildung des Schließkopfes bemessen sein.

Zu kurze Niete geben unvollkommene Köpfe; bei zu langen vermag der Gefenkhammer das überschüssige Material nicht zu fassen; dasselbe quillt seitlich hervor, und die so entstehende unregelmäßige Kopfform verkürzt die verlangte Tragfähigkeit nicht, wenn das Antreiben recht scharf erfolgt.

Die Köpfe brauchen nicht mittels Gefenkhämmer vor den Flächen der vernieteten Theile vorspringend ausgebildet zu werden; man kann vielmehr den cylindrischen Löchern an einem oder an beiden Enden Ausweitungen nach Gestalt eines abgestumpften Kegels, mit der gröfseren Endfläche in der Aufsenfläche der zu nietenden Theile, geben und den Bolzen so lang machen, dafs er, mit Zuschlaghämmern niedergeschmiedet, die Ausweitung gerade ausfüllt; auf solche Weise entstehen die versenkten Niete (siehe Fig. 405).

Nach Ausbildung des Schlieskopfes ist ein Bewegen des Bolzens nach keiner Seite mehr möglich; er füllt durch die Anstauchung beim Ausbilden des Schlieskopfes das Loch aus, legt sich auch mit den Ringflächen der Köpfe so eng an die Flächen der genieteten Theile an, dafs man selbst mit scharfen Instrumenten nicht in die Fuge unter dem Kopfe eindringen kann. Da dieser Zustand hergestellt wird, während der Niet noch heifs ist, zieht dieser sich aber bei weiterer Erkältung noch zusammenzieht, d. h. verkürzt, so werden die zu vernietenden Theile beim Erkalten immer fester auf einander gepreßt, und es entsteht eine Reibung zwischen ihnen, welche in vielen Fällen allein genügt, um ein Auseinanderziehen der vernieteten Theile durch die wirkenden Kräfte zu verhindern.

Da zum Ausbilden des Schlieskopfes schwere Hammerschläge erforderlich sind, so ist Vernietung bei solchen Materialien ausgeschlossen, welche Hammerschläge nicht ertragen; dahin gehört z. B. Gufseisen. Es beschränkt sich also die Möglichkeit der Nietung von Eifentheilen auf Schmiedeeisen und Flusseisen (Stahl). Eben so ist selbstverständlich warme Nietung bei allen Materialien ausgeschlossen, welche bei Berührung mit weifsglühendem Eisen verbrennen, schmelzen oder sonst zerstört werden.

190.
Kalte
Nietung.

Nicht alle Eifennietungen werden mit glühenden Nieten ausgeführt. Sinkt der Nietdurchmesser unter 6 bis 7 mm, so werden die dünnen Schäfte durch Weifsglühhitze zu stark angegriffen, oft völlig verbrannt. Bei Verwendung solcher Masse stellt man die Niete aus weichem Eisen her und schmiedet den Schlieskopf mit oder ohne Schellhammer kalt. Solche Nietungen sind wegen mangelhafter Ausfüllung des Loches erheblich weniger tragfähig und dicht.

191.
Nietloch.

Die Nietlöcher sollen der Regel nach genau kreisrund und völlig cylindrisch sein; auch sollen die zusammengehörenden Löcher in den zu verbindenden Theilen ohne Abweichung über einander liegen. Geringe Ungenauigkeiten in letzterer Beziehung sollen durch Ausreiben mit der Reibahle, nicht durch das so beliebte Aufreiben mittels conischen Stahldornes beseitigt werden. Das Herstellen der Nietlöcher oder das sog. Lochen erfolgt mittels Durchstofsmaschinen oder durch Bohren.

Das Ausstofsen oder Punzen der Nietlöcher ist zwar sehr bequem und an Zeit- und Geldverbrauch sparsam, ruft aber anderweitige Mifsstände hervor, welche eine wirklich gute Vernietung sehr erschweren.

Zunächst wird das Material in der Umgebung des Loches durch die grofsen Scherspannungen, welche am Lochrande selbst bis zur Zerstörung steigen müssen, leicht verdrückt und jedenfalls in der Tragfähigkeit wesentlich beeinträchtigt; schmale Eifentheile werden beim Lochen nach Länge und Breite aus einander gedrückt, so dafs der Rand wellenförmig und die richtig hergestellte Niettheilung zu weit wird. Es ist daher ganz unzulässig, schmale schwache Eisen (Bandeisen, Winkeleisen, schwache E-Eisen etc.) zu lochen; sie müssen die Löcher auf andere Weise erhalten. Das Lochen ist auf starke Eisenforten (grofse Bleche, Stege starker I-Träger etc.) zu beschränken.

Sodann mufs, damit der Dorn sich nicht in die Matrice klemmt, letztere etwas zu weit sein; dadurch bekommen die Löcher eine merklich conische Form (Anzug 1 : 8), welche nach Zusammenlegung der Theile beim Ausbilden der Niete plötzliche und daher schädliche Aenderungen des Schaftdurchmessers ergibt.

Beim Austreten aus dem Loche läfst der ausgestofsene Kern auf der Unterseite am Rande des Loches einen vorstehenden scharfen Grat stehen, während oben der Rand etwas eingedrückt wird; werden diese Unebenheiten, namentlich der Grat am unteren Rande, nicht sorgfältig beseitigt, so sind sie der guten Ausbildung der Nietköpfe und dem dichten Schlusse der Fuge hinderlich.

Bei dem schnellen Fortschritte der Locharbeit ist es schwierig, die schweren Theile stets in die

genau richtige Lage zu bringen; es kommen daher häufig kleine Fehler in der Lochstellung vor, welche gutes Passen der Löcher und dichten Schluß der Fuge zwischen den zu verbindenden Theilen ausschließen.

Diese Mißstände, welche theils schwer, theils gar nicht zu beseitigen sind, lassen es angezeigt erscheinen, wenigstens bei hohen Ansprüchen an die Güte der Arbeit die zeitraubendere und theuerere Art der Herstellung der Löcher durch Bohren vorzuziehen.

Die Löcher werden mit Vertical-Bohrmaschinen erzielt, deren Bohrer gebrochene Schneiden mit dem tiefsten Punkte in der Mitte und einer Gesamtbreite gleich dem Lochdurchmesser haben. Es ist leicht, diesen Bohrer mit der Spitze genau in die vorgezeichnete Lochtheilung zu setzen; er schneidet dann eine kegelförmige Vertiefung, welche so lange erweitert wird, bis der volle Lochdurchmesser hergestellt ist, ohne daß dabei das umgebende Material erheblich in Mitleidenchaft gezogen würde. Die oben gerügten Mißstände fallen dabei fort; zwar erzeugt sich auf der Unterseite auch ein leichter Grat, doch ist dieser geringfügig und leicht zu beseitigen.

Der mit dem Setzkopf verfehene Schaft oder Bolzen des Nietes zeigt nur dicht an diesem Kopfe den vorgeschriebenen Durchmesser; im Uebrigen ist er etwas conisch gestaltet, damit er ohne Widerstand in das Nietloch getrieben werden kann.

Die Nietköpfe haben verschiedene Form erhalten; gebräuchliche Formen derselben zeigen Fig. 398 bis 405. Die ursprünglich vorhandenen Setzköpfe haben sehr häufig eine andere Form, als die mit dem Schellhammer herzustellenden Schließköpfe.

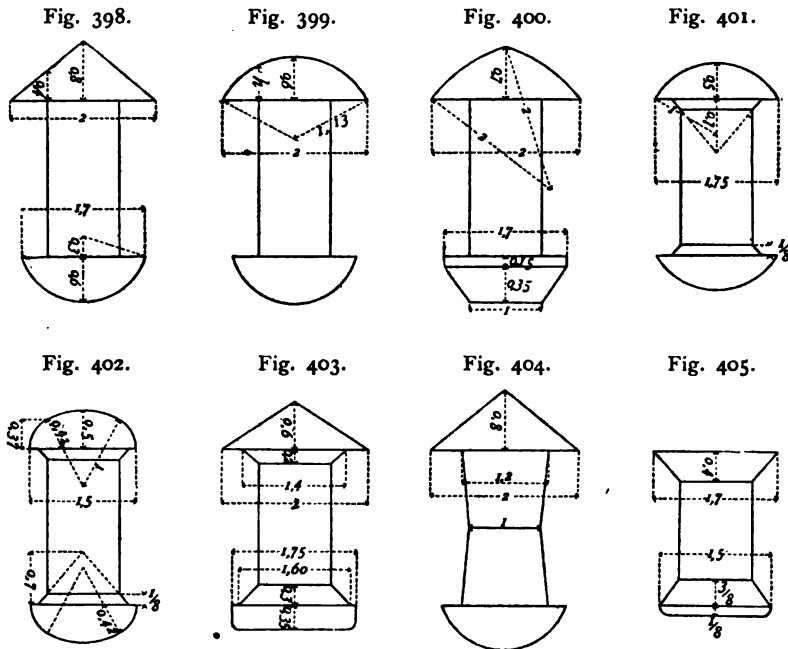
Niete für gebrochene Lochkanten zeigen Fig. 401 u. 402; Fig. 403 ist ein halb versenkter Niet; Fig. 405 zeigt zwei Formen versenkter Niete, die jedoch an beiden Enden desselben Nietes gleichzeitig selten ausgeführt werden.

Befonders gebräuchlich für starke Nietungen ist die Form in Fig. 402, da sie bei schmalen Nietköpfen doch eine große Cylinderfläche in der Verlängerung des Schaftumfanges giebt, deren Abseherungsfestigkeit dem Streben des Nietes beim Erkalten, sich zusammenzuziehen, widerstehen muß. Da die Zusammenziehung aber zugleich den Schaft abzureißen strebt, so wird ein gut geformter Niet in der cylindrischen Abseherungsfläche eben solche Sicherheit haben müssen, wie im Schaftquerschnitt.

Wird die zulässige Scherspannung in dem vielfach umgearbeiteten Kopfe gleich $\frac{2}{3}$ der Zug-

198.
Niettschaft.

193.
Nietkopf.



spannung im Schafte gesetzt, und ist h' (Fig. 399) die Höhe des abzufcherenden Cylinders, so muß stattfinden

$$h d \pi \frac{2}{3} s' = \frac{d^3 \pi}{4} s',$$

woraus als kleinster Werth

$$h = 0,375 d$$

folgt. Im festeren Setzkopfe kann die Höhe etwas geringer sein. Die Abbildungen zeigen, wenn man die Verlenkungen mit berücksichtigt, sämtlich größere Kopfhöhen; offenbar sind aber dreieckige Köpfe ungünstiger, als runde.

194.
Beanspruchung
des
Niettschafte.

Die Beanspruchung des Schafte in Folge Verhinderung des Zusammenziehens beim Erkalten hängt von der Temperaturdifferenz zwischen Niet und Umgebung in dem Augenblicke ab, wo der Kopf weit genug ausgebildet ist, um die Bewegung des Nietes zu verhindern. Die Spannung im Schafte entspricht übrigens nicht der ganzen angestrebten Zusammenziehung; vielmehr drücken sich die genieteten Theile unter dem Drucke des Kopfes in sich zusammen; namentlich werden auch die Fugen zwischen den Blechen geschlossen. Der Niet wird sich also bei der Abkühlung um so mehr wirklich verkürzen, je mehr schwache Bleche er faßt; seine Spannung wird hoch, wenn er nur wenige starke, dem Schlusse der Fuge großen Widerstand entgegengesetzte Bleche verbindet.

Für die meisten Fälle ist die Annahme nicht zu günstig, daß die Hälfte der angestrebten Zusammenziehung in Folge Nachgebens der Bleche wirklich eintritt.

Ist t (in Graden) der Wärmeunterschied zwischen Niet und Blech im gedachten Augenblicke und $\frac{l}{81200}$ die Längenänderung eines Eisenstabes von der Länge l für 1 Grad Temperaturunterschied, ist ferner $E = 2000000$ kg pro 1 qcm der Elasticitäts-Modul des Eisens; so ist die schließliche Reckung des Nietes, welcher die Schaftlänge l hat, $\frac{1}{2} \cdot \frac{t l}{81200}$, und daraus entsteht eine Zugspannung σ , welche aus $\sigma : E = \frac{1}{2} \cdot \frac{t l}{81200} : l$ mit $\sigma = \frac{1}{2} \cdot \frac{t E}{81200}$ folgt. Soll also der Niet unter diesen Verhältnissen nur bis zur Elasticitäts-Grenze (für Nieteisen etwa 1600 kg pro 1 qcm) beansprucht werden, so darf die Temperaturdifferenz nur betragen

$$t = \frac{1600 \cdot 2 \cdot 81200}{2000000} = 130 \text{ Grad.}$$

Da jedoch der Niet mit etwa 1000 bis 1100 Grad (helle Rothgluth) eingebracht wird, die Umgebung sich aber wegen der guten Wärmeleitung selten bis zu dunkler Gluth erwärmt, so wird bei schnell, d. h. gut hergestelltem Schließkopfe die Elasticitäts-Grenze meist überschritten werden. Der Wärmeunterschied, bei welchem Bruch eintritt (Bruchgrenze höchstens 4000 kg pro 1 qcm) ist $t = \frac{4000 \cdot 2 \cdot 81200}{2000000} = 325 \text{ Grad.}$

Da diese Gefahr namentlich bei starken Blechen auftritt, so empfiehlt es sich, dort die Löcher durch Einstecken glühender Dorne vorzuwärmen, auch dem Niete nur eben die Temperatur zu geben, welche für sichere Herstellung des Kopfes und volle Einstauchung des Schafte in das Loch unerlässlich ist.

195.
Ausfüllung
des
Nietloches.

Die Ausfüllung des Nietloches ist sowohl bei Dichtigkeits-, wie Kraftnietungen wichtig: bei ersteren, um keine offenen Fugen zu bieten; bei letzteren, um Verschiebungen der Theile gegen einander zu vermeiden. Hier treten aber ähnliche Verhältnisse auf, wie für die Schaftlänge. Das Loch kann sich wegen des Widerstandes des Bleches bei der Erwärmung nicht frei ausweiten, während der heiße Schaft genau den Durchmesser des Loches annimmt; der warme Niet muß sich mehr zusammenziehen, als sich das Loch im kälteren Bleche verengt; folglich muß eine geringe Fugenöffnung entstehen, welche nach gemachten Versuchen in manchen Fällen allerdings unnachweisbar gering ist, in anderen aber bei guter Ausführung bis zu 2 Procent ⁷⁸⁾, bei mangelhafter Ausführung bis zu 5 Procent ⁷⁹⁾ steigt.

⁷⁸⁾ Siehe: *Railroad gazette* 1884, S. 662.

⁷⁹⁾ Siehe: *Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing.* 1862, S. 308.

In Fällen, wo man der Ausfüllung absolut sicher sein muß, hat man daher die Löcher leicht conisch ausgerieben, die Nietstäbe nach demselben Conus abgedreht und dann den Niet kalt eingezogen. Daß dabei der Schließkopf schlechter ausfällt, ist wegen der fehlenden Längsspannung im Stabe ungefährlich.

Uebrigens hört die Möglichkeit des vollen Einstauchens auch warmer Nieten in das Loch erfahrungsmäßig auf, wenn die Stablänge das Vierfache des Durchmessers übersteigt.

Sehr vorteilhaft für gute Ausführung der Nieten ist die Brechung der Kanten des Loches nach Fig. 401 bis 403, da der scharfe Uebergang aus dem breiten Kopfe in den dünnen Stab, welcher bei langen Nieten oft ein Abreißen des Kopfes verursacht, dadurch gemildert wird und zugleich der Abscherungscylinder im Kopfe an Höhe bedeutend gewinnt. Für schwere Nieten sollten diese Formen ausschließlich gewählt werden.

Ein gut ausgeführter Niet, bei welchem der Stab das Loch voll ausfüllt und die Köpfe fest aufsitzen, ist daran zu erkennen, daß ein elastisch geführter Hammer bei leichtem Schlage auf den Nietkopf zurückschnellt, wie vom Ambos; giebt der Schlag einen klappernden Ton und springt der Hammer nicht ab, so ist der Niet im Loche beweglich und in irgend einer Beziehung mangelhaft gebildet. Solche Nieten sollen durch Abprägen eines Kopfes mittels Hammer und Stahlmeißel beseitigt und durch neue ersetzt werden.

196.
Fertige
Niete.

Am meisten wird Handnietung angewendet; doch kommt auch, bei ausgedehnten Nietarbeiten an gleichartigen schweren Stücken, Maschinennietung in Anwendung. Ueber die Güte der letzteren sind die Ansichten sehr getheilt; Viele behaupten, daß das schnelle Quetschen der Nieten weniger gute Füllung der Löcher bewirke, als das langsame Stauchen mit der Hand.

Materialverbrauch und Gewicht der Nieten werden nach den Tabellen für Rundstabe ermittelt, indem man der Stablänge zwischen den Köpfen die Länge von zwei Stabdurchmessern für jeden Kopf hinzurechnet.

2) Anordnung der Vernietungen.

Bei der Anordnung und Berechnung von Nietungen kommen die folgenden wesentlichen Punkte in Betracht:

197.
Gesichtspunkte.

- α) die Stärke und Länge der Nietbolzen;
- β) die Festigkeit der vernieteten Theile an der durch die Nietlöcher geschwächten Stelle;
- γ) die Festigkeit derselben zwischen den letzten Nieten und dem Blechrande;
- δ) die Reibung zwischen den verbundenen Theilen;
- ε) die Festigkeit des Nietbolzens, und
- ζ) der Druck zwischen dem Umfange des Nietbolzens und der Wandung des Nietloches.

α) Die Stärke des Bolzens hängt in erster Linie von der Stärke der zu vernietenden Bleche ab. Macht man die Nieten zu dünn, so können sie die Bleche nicht genügend auf einander pressen; sind sie zu stark, so üben sie in Folge ihrer Längsspannung zerstörende Drücke auf die Bleche aus. Ist d der Nietdurchmesser, δ die Stärke eines Bleches, so soll $\frac{d}{\delta}$ zwischen 1,75 und 2,50 liegen, gewöhnlich 2 betragen. Nach *Winkler* soll der Durchmesser für Träger von l (Meter) Länge

198.
Stärke
des
Nietbolzens.

$$d = (2 + 0,005 l) \text{ Centim.}$$

betragen.

Die für Bau-Constructionen verwendeten Nietforten beschränken sich gegenwärtig auf Durchmesser von 0,7, 1,2, 1,5, 2,0 und 2,5 cm.

199.
Länge
des
Nietbolzens.

Die Länge der Bolzen bestimmt sich aus der Dicke und Zahl der zu verbindenden Theile; jedoch sind die Vernietungen nach dem früher Gefagten so anzuordnen, daß die Schaftlänge das 4-fache des Durchmessers nicht überschreitet. Ist eine größere Länge nicht zu umgehen, so müssen die in Art. 194 u. 195 (S. 136) erwähnten Vorsichtsmaßregeln getroffen werden.

200.
Festigkeit
der
vernieteten
Theile.

β) Die Festigkeit des durch die Nietlöcher geschwächten Querschnittes der verbundenen Theile muß schon bei der Festsetzung der Abmessungen der letzteren im Auge behalten werden; denn würden sie genau den wirklichen Kräften entsprechend bemessen, so würde die Schwächung der Nietlöcher Ueberanstrengungen hervorrufen. Streng genommen muß der Querschnitt eines Constructionsgliedes um so viele Nietlochquerschnitte zu groß gemacht werden, wie in den Verbindungs- oder Anschlußstellen Niete in einen Querschnitt neben einander zu stehen kommen.

Bei große Kräfte übertragenden, dicken Gliedern wird sich der Regel nach aus diesem Gesetze eine ganz unverhältnismäßige Verstärkung ergeben, wenn man versucht, die erforderlichen Niete sämmtlich neben einander zu setzen, eine Anordnung, welche die gleichmäßige Beanspruchung aller Niete zunächst zweckmäßig erscheinen läßt. Man giebt daher letzteren Vortheil meistens auf — in vielen Fällen (in schmalen Bandeisen-, Winkeleisenschenkeln etc.) ist diese Stellung auch unmöglich — und stellt die Niete in n_1 Reihen hinter einander, so daß für eine Reihe bei n Nieten überhaupt nur $\frac{n}{n_1}$ Nietlöcher für einen Querschnitt in Abzug kommen.

Thatächlich geht man in der Verstärkung noch weiter herunter. Bei gedrückten Theilen nimmt man gewöhnlich an, daß die Schäfte die Löcher vollkommen ausfüllen, somit durch die Niete eben so gut Druck übertragen wird, wie durch das Material selbst, und giebt daher gedrückten Theilen meist gar keine Verstärkung. Dies ist um so mehr zulässig, weil gedrückte Theile gewöhnlich erhebliche Querschnittsvergrößerungen zur Versteifung gegen Zerknicken erhalten, welche in den Anschlüssen oder in Stößen in der Nähe derselben, wo diese Gefahr beseitigt oder vermindert ist, die Schwächung durch Nietlöcher ausgleichen.

In gezogenen Theilen von Bandform beschränkt man, wenn die Form der Theile dies erlaubt, die Nietzahl der ersten Reihe auf 1, die der zweiten auf 2 und so steigend bis zur Mittelreihe und wieder auf 1 abnehmend, bis zur letzten Reihe. Dabei verstärkt man das Band nur um einen Nietlochquerschnitt, indem man annimmt, daß der erste Niet $\frac{1}{n}$ der ganzen Spannkraft an den aufnehmenden Theil abgiebt, man somit in der zweiten Reihe nur noch $\frac{n-1}{n}$ zu übertragen hat, was durch den erst um 1 Loch verstärkten, dann um 2 Löcher verschwächten Querschnitt regelrecht geschieht. Obwohl das wirkliche Eintreten dieser Vertheilung der Kraftübertragung auf die einzelnen Niete durch die Verschiedenheit der elastischen Reckung zwischen der ersten und zweiten Reihe im abgebenden und aufnehmenden Theile ausgeschlossen ist, so haben in der Ausführung doch nach dieser Idee entwickelte Nietstellungen trotz der geringen Querschnittsverstärkung durchaus befriedigende Ergebnisse erzielt und werden allgemein angewendet.

Die für Bandeisen-Vernietung aufgestellten Regeln lauten: die Niete sollen gleichmäßig zu beiden Seiten der Bandaxe gruppiert sein und in Reihen winkelrecht zu dieser stehen, deren erste und letzte je einen Niet enthalten, während die folgenden thunlichst eine um je einen Niet erhöhte Nietzahl enthalten.

Bei der Verbindung breiter gezogenen Bleche kann man derartige Stellungen

nicht verwenden; man ordnet hier so viele gleiche Nietreihen hinter einander an, daß das Material zwischen den Nietlöchern nicht über bestimmte Grenzen hinaus in Anspruch genommen wird. Es soll in jeder Reihe das Material zwischen den Nietlöchern denselben Sicherheitsgrad besitzen, wie die Niete derselben Reihe.

In allen diesen Fällen setzt man die Niete der einen Reihe hinter die Mitten der Nietabstände (Theilungen) der anderen.

Beim Anschlusse oder beim Stosse zusammengesetzter Querschnitte haben die einzelnen Theile (z. B. Winkelleisen, kleine L-Eisen, T-Eisen etc.) in der Regel zu geringe Breite, um mehrere Niete neben einander aufnehmen zu können; die jedem Theile zukommenden Niete müssen daher alle hinter einander gefetzt werden, und man hat jeden solchen Querschnittstheil um ein Nietloch zu stark auszubilden.

Der Abstand der Mitte des äußersten Nietes einer Querreihe vom Seiten- (oder unbelasteten) Rande des Bleches soll nicht kleiner sein als $1,5 d$, da sonst der dünne, außerhalb des Loches stehen bleibende Materialstreifen beim Herstellen des Loches zu leicht zerstört wird.

Es mag hier darauf hingewiesen werden, daß die vielfachen angedeuteten Unklarheiten über Vertheilung der Spannkkräfte auf größere Nietzahlen und die nothwendige Verstärkung genieteter Glieder ihren zu erwartenden übeln Einfluß auf die Güte der Verbindung durch den Umstand verlieren, daß bei den Berechnungen von Nietungen die später zu erörternde Reibung der verbundenen Theile auf einander und an den Ringflächen der Nietköpfe fast stets vernachlässigt wird, daher eine Sicherung der Verbindungen abgiebt.

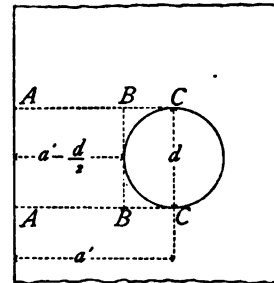
7) Die Festigkeit des Materiales zwischen der letzten Nietreihe und dem hinteren (belasteten) Rande der Bleche ist thatsächlich von einer Beanspruchung abhängig, ähnlich der im hinteren Schlusse eines Bolzenauges. Eine rechnerische Stärkenbestimmung auf dieser Grundlage führt aber zu sehr unsicheren Ergebnissen; man bemißt die Randbreite gewöhnlich so, daß ein Abscheren in den in Fig. 406 punktirten Ebenen mit eben so großer Sicherheit vermieden wird, wie eine Zerstörung eines anderen Theiles der Verbindung. Diese Rücksicht wird die Grundlage der nachfolgenden Formelaufstellung bilden. Die Streifen BC dieser Fugen werden dabei meist nicht in Rechnung gestellt, weil das zwischen ihnen und dem Loche befindliche Material in Folge des Druckes zwischen Lochwand und Niefschaft schon besonders stark in Anspruch genommen ist.

8) Die Reibung zwischen den Blechen unter einander und an den Kopfflächen entsteht nach der Herstellungsweise des Nietes aus dem Drucke, welchen die Köpfe in Folge der Verkürzung des Niefschaftes beim Erkalten auf die Bleche ausüben. Sie beträgt $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ ⁸⁰⁾ dieses Druckes, entsprechend dem Reibungs-Coefficienten für nicht geglättete Eisenflächen. Sie ist um so größer, je mehr Reibungsflächen vorhanden sind, deren jedoch für einen geschlossenen Theil eines Gliedes immer nur zwei in Frage kommen können.

Nach den Ergebnissen angestellter Versuche sind dabei die Platten in Fig. 407 (einschnittige Nietung) und die äußeren in Fig. 408 u. 409 (zweischchnittige Nietung) in derselben Lage, wie die inneren in Fig. 408 u. 409, da die Reibung zwischen Blech und Nietkopf eben so groß ist, wie zwischen zwei Blechen. Nur bei sehr langen Nieten treten erhebliche Biegungen des Schaftes auf, welche dann das

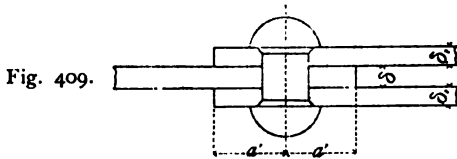
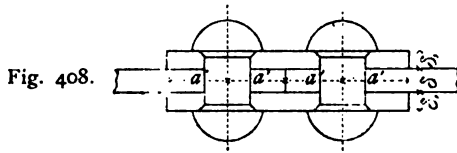
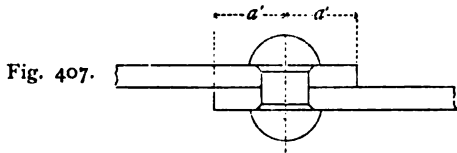
201.
Festigkeit
am
hinteren Rande
der Bleche.

Fig. 406.



202.
Reibung
zwischen den
Blechen.

⁸⁰⁾ In: GRASHOF, F. Theorie der Elasticität und Festigkeit. 2. Aufl. (Berlin 1878), S. 201 wird dieser Coefficient zu $0,4$ angegeben.



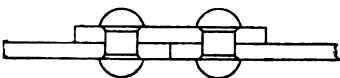
Auftreten der Reibung am Kopfe verhindern. Im Allgemeinen hat also jede genietete Platte zwei Reibungsflächen. Für diese beiden Flächen zusammen ergeben nun die Versuche von *Clark*, *Harcort*, *Lavalley* und *Schichau*⁸¹⁾ eine Reibung von 700 bis 1400 kg, im Mittel etwa 1200 kg pro 1 qcm des Schaftquerschnittes, und man kann daraus bei einem Reibungs-Coefficienten von 0,4 auf eine Längsspannung im Niete von im Mittel $\frac{1200}{2} \cdot \frac{1}{0,4} = 1500 \text{ kg}$ schließen. Daß der Schaft jedenfalls bis zur Elasticitäts-Grenze gereckt sei, wurde bereits in Art. 194 (S. 136) erkannt. Da diese Reibung sich jedoch bei gleich sorgfältiger Herstellung aller Probeniete außerordentlich (bis zu 100 Procent) schwankend zeigte, so pflegt man bei Bau-Constructionen auf sie nicht zu rechnen (wohl aber bei gewissen Constructionstheilen von Maschinen), sie vielmehr nur als eine Erhöhung der Sicherheit anzusehen.

203.
Festigkeit
des
Nietbolzens.

e) Die Festigkeit des Nietbolzens ist in so fern von unmittelbarem Einflusse auf die der Verbindung, als, nach Ueberwindung, bzw. Vernachlässigung der Reibung der Schaft in allen Berührungsebenen der Bleche abgesichert sein muß, bevor die Trennung der Verbindung erfolgt. Je nachdem die Absicherung eines (Fig. 407), zweier (Fig. 408 u. 409) oder mehrerer Nietquerschnitte Vorbedingung der Zerstörung ist, nennt man die Nietung ein-, zwei- oder mehrschnittig. Mehr als zweischnittige Niete kommen nur da vor, wo jedes der zu verbindenden Glieder aus mehreren einzelnen Theilen besteht, welche sich alle auf denselben Bolzen hängen. Nach angestellten Versuchen⁸²⁾ ist der Widerstand der Niete gegen diese Absicherung um so geringer, je größer die Anzahl der Niete und die Anzahl der abzusichernden Querschnitte jedes Nietes ist, was sich aus der Unmöglichkeit gleichförmiger Kraftvertheilung auf alle Niete und Nietquerschnitte natürlich erklärt. Nimmt man zur Vereinfachung der Berechnungen an, daß die Scherspannung sich gleichförmig über den Nietquerschnitt vertheilt, was nach *Grashof*⁸³⁾ thatsächlich undenkbar ist, so ergeben die verschiedenen Versuche, daß die Scherfestigkeit für einschnittige Niete zwischen 60 und 70 Procent, für zweischnittige zwischen 55 und 65 Procent der Zugfestigkeit des Nietmaterials liegt, nach Anderen bis zu 80 Procent derselben steigt. Keinesfalls soll man daher die Niete mit mehr gleichförmig vertheilt gedachter Scherspannung belasten, als mit $\frac{4}{5}$ der zulässigen Zugbeanspruchung des Nietmaterials. Da die Niete aus besonders gutem Materiale bestehen, der Regel nach also nicht höher, als mit höchstens 700 kg pro 1 qcm.

Die Vernietungen sollen thunlichst so angeordnet sein, daß die Mittelkräfte aus den Spannungen der beiden verbundenen Theile in die Mitte der Schaftlänge fallen, damit die Verbindung keine Verbiegung erleidet. Der einseitige Anschluß (Fig. 407) und die einseitige Lascung (Fig. 410) genügen dieser Bedingung nicht, sollen also nach Möglichkeit ver-

Fig. 410.



⁸¹⁾ Siehe: GRASHOF, F. Theorie der Elasticität und Festigkeit. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 201 — ferner: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 450 — endlich: GLASER's Annalen für Gwbe. u. Bauw., Bd. 14, S. 218.

⁸²⁾ Siehe: Mittheilungen aus den königlichen technischen Versuchsanstalten zu Berlin 1883, Heft 3 — ferner: Centralbl. der Bauverw. 1884, S. 201 — endlich: GLASER's Annalen f. Gwbe. u. Bauw. Bd. 14, S. 218.

⁸³⁾ Theorie der Elasticität und Festigkeit. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 128.

mieden werden. Sie sind nicht in allen Fällen zu umgehen; es ist dann gut, die Niete weniger hoch zu belasten. Gute Anordnungen sind die doppelte Verflachung (Fig. 408) und der doppelte Anschluss (Fig. 409).

Sehr lange Niete erleiden starke Biegung; man soll darauf achten, dass die in größerer Zahl anschließenden Theile der verbundenen Glieder so gruppiert werden, dass thunlichst je zwei auf einander liegende Theile von entgegengesetzt gerichteten Kräften beansprucht sind, da so das ungünstigste Biegemoment für den Bolzen ein Minimum wird. Fig. 411 zeigt die verkehrte, Fig. 412 die richtige Anordnung. Uebrigens ist es nothwendig, bei langen Bolzen die Biegungsspannungen, welche die schon vorhandenen erheblichen Normalspannungen des Schaftes vergrößern, in Betracht zu ziehen, da sie unter Umständen die größte Gefahr darstellen. Bei kurzen Nieten haben sie wenig Einfluss.

Fig. 411.

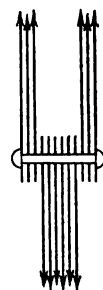
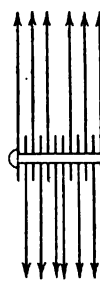


Fig. 412.



c) Der Druck zwischen dem Umfange des Nietbolzens und der Laibung des Loches, eine häufig übersehene Gefahr, kann eine Verbindung lockern oder zerstören, welche in allen früheren Beziehungen richtig angeordnet wurde, und zwar dadurch, dass das Material hinter dem Nietbolzen zerdrückt wird und seitlich ausquillt. Die Druckvertheilung zwischen Bolzen und Lochwandung ist eine solche, dass sie von ihrem Maximum im Scheitel des Bolzenquerschnittes im Sinne der Kraftrichtung bis zu Null an den Enden des zu letzterer winkelrechten Durchmessers abnimmt. Auch statt dieser ungleichförmigen Druckvertheilung wird in die Berechnungen eine gleichförmig über den Durchmesser vertheilte Spannung eingeführt, welche nach angestellten Versuchen das Maß von $s'' = 1100$ bis 1200 kg pro 1 qcm des Rechteckes aus Blechdicke δ und Nietdurchmesser d nicht überschreiten darf, wenn nicht Deformationen des Materiales hinter dem Niete entstehen sollen. Diese auf den Durchmesser reducirte Spannung nennt man gleichwohl Lochlaibungs-Pressung, und sie ist namentlich bei geringer Blechstärke maßgebend für die Anordnung der meisten Kraftnietungen. Soll übrigens der Niet gegen Abscheren und gegen Eindringen in das schwächste der verbundenen Bleche gleich sicher sein, so muß entsprechend den oben fest gesetzten Spannungswerthen für einschnittige Nietung stattfinden $\frac{d^2 \pi}{4} 700 = d \delta \cdot 1100$, oder

$$d = 2,008 \delta,$$

was wieder zu der unter α (Art. 198, S. 137) angegebenen Regel führt.

Ist die Nietung jedoch zweischnittig, so müßte stattfinden $2 \frac{d^2 \pi}{4} 700 = d \delta \cdot 1100$ oder $\delta = d$. Da δ aber fast stets kleiner als d ist, so wird man in diesem Falle die Nietzahl im Allgemeinen nach dem Lochlaibungs-Drucke zu bestimmen haben, und die Scherfestigkeit der Niete somit nicht ausnutzen können.

3) Berechnung der Vernietungen.

Die Formeln für die Anordnung der Kraftnietungen ergeben sich für die verschiedenen, in Art. 197 bis 204 (S. 137 bis 141) besprochenen, in Rücksicht zu ziehenden Factoren, wie folgt, wenn die zulässige Zugbeanspruchung der genieteten Theile s' , die zulässige Scherspannung derselben s'' , diejenige des Nietmaterialies t , der zulässige Lochlaibungs-Druck s'' , die Nietzahl n , die belastende Kraft P , die Anzahl der Nietreihen n' , der Abstand von Nietmitte bis Nietmitte in einer Reihe (Niettheilung) e , der der Reihen von einander (Reihentheilung) e' , der Abstand der

204.
Druck
am Umfange
des
Nietbolzens.

205.
Bezeichnungen.

äußersten Nietmitteln vom Seitenrande a , vom Hinterrande des Bleches a' , der Abstand eines Nieten vom nächsten der hinterliegenden Reihe e'' (Fig. 413), die Blechstärke δ und der Nietdurchmesser d genannt wird.

α) Nietdurchmesser und Nietzahl. Für den Durchmesser des Nietbolzens ist für gewöhnlich

$$d = 2 \delta; \quad \dots \quad 82.$$

für starke Bleche ist in der Regel d nicht größer, als 2,5 cm.

Die Zahl der Niete ist so zu bestimmen, daß die Abscherungsfestigkeit aller Niete gleich P ist. Ist aber $d > 2 \delta$ für einschnittige Nietungen, und $d > \delta$ für zweischnittige, welches letztere Verhältniß in fast allen Fällen eintritt, so wird der Lochlaibungs-Druck s'' zu groß; die Nietzahl muß alsdann nach letzterem bestimmt werden.

Es wird

$$n = P \frac{4}{d^2 \pi t} \text{ für einschnittige Niete, } d \leq 2 \delta; \quad \dots \quad 83.$$

$$n = P \frac{2}{d^2 \pi t} \text{ für zweischnittige Niete, } d \leq \delta; \quad \dots \quad 84.$$

$$n = \frac{P}{d \delta s''} \text{ für einschnittige Niete, wenn } d > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweischnittige Niete, wenn } d > \delta. \end{array} \right\} \quad \dots \quad 85.$$

β) Festigkeit des Materials zwischen den Löchern einer Reihe (Fig. 414). Diese ist maßgebend für die Theilung e . Die Tragfähigkeit des Bleches zwischen zwei Nietlöchern beträgt $s' \delta \left(e - 2 \frac{d}{2} \right)$, die des Nietes $\frac{d^2 \pi}{4} t$ für einschnittige,

$$\frac{d^2 \pi}{2} t \text{ für zweischnittige Nietung und } d \delta s'', \text{ wenn die}$$

Nietzahl mit Rücksicht auf Lochlaibungs-Druck berechnet werden mußte. Die Tragfähigkeit des Bleches bei ein- und zweischnittiger Nietung ist in einer beide Arten vereinigenden Verbindung (Fig. 408 u. 409) für den einfachen und den doppelten Theil die gleiche, wenn das zweischnittig genietete Blech doppelt so stark ist, wie das einschnittig genietete, also unter der Bedingung, daß $\delta = 2 \delta_1$.

Die Gleichungen für e ergeben sich also:

$$\delta (e - d) s' = \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für einschnittige Nietung, } d \leq 2 \delta; \quad \dots \quad 86.$$

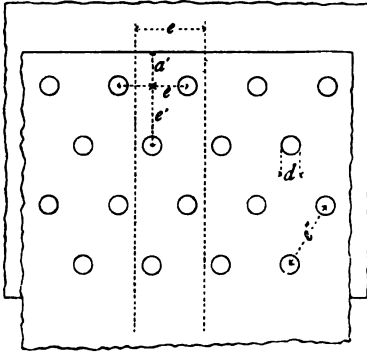
$$\delta (e - d) s' = \frac{d^2 \pi}{2} t \text{ für zweischnittige Nietung, } d \leq \delta; \quad \dots \quad 87.$$

$$\delta (e - d) s' = d \delta s'' \text{ für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweischnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \quad \dots \quad 88.$$

In diesen Gleichungen kann meist, wegen der besonderen Güte des Nietmaterials, $t = s'$ und für die meisten Fälle $s'' = 1,5 s'$ gesetzt werden; die Gleichungen lauten alsdann:

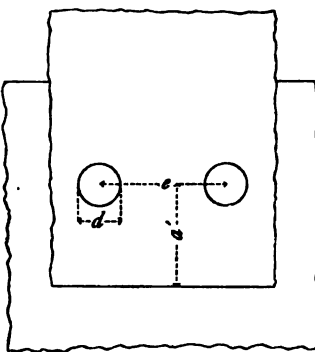
206.
Durchmesser
und Zahl
der Nieten.

Fig. 413.



207.
Festigkeit
in einer
Nietreihe.

Fig. 414.



$$e = d \left(1 + \frac{\pi t d}{4 s' \delta} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d \leq 2 \delta; \quad . \quad . \quad . \quad 89.$$

$$e = d \left(1 + \frac{\pi t d}{2 s' \delta} \right) \text{ für zweischnittige Nietung, } d \leq \delta; \quad . \quad . \quad . \quad 90.$$

$$e = d \left(1 + \frac{s''}{s'} \right) \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweischnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right\} \quad . \quad . \quad 91.$$

Wäre z. B. in Fig. 409, wo offenbar die Aufsenheile einschnittig, der Innentheil zweischnittig genietet sind, unter Einführung der angegebenen Verhältnisse der Beanspruchungen s' , s'' und t zu einander, $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$, so ergäbe sich, wenn man zwischen den Blechstärken mittelnd $d = 1,5 \delta$ machte, also $d = 3 \delta_1$; alsdann wäre für die äußeren Bleche in die Formeln δ_1 für δ einzuführen, und es ergäbe sich für die äußeren Bleche, da $d > 2 \delta_1$, nach Gleichung 91. $e = 2,5 d = 2,5 \cdot 3 \delta_1 = 7,5 \delta_1 = 3,75 \delta$ und für das innere, zweischnittig genietete Blech, da $d > \delta$, gleichfalls $e = 2,5 \cdot 1,5 \delta = 3,75 \delta$.

Wäre dagegen, was praktisch meist der Fall ist, $\delta_1 > \frac{\delta}{2}$, etwa $= 0,7 \delta$, und dann, wie gewöhnlich, $d = 2 \delta_1 = 1,4 \delta$, so würde für den einschnittig genieteten Aufsenheil nach Gleichung 89.

$$e = 2 \delta_1 \left(1 + \frac{\pi}{4} \frac{2 \delta_1}{\delta_1} \right), \text{ oder } e = 5,14 \delta_1 = \text{rund } 3,6 \delta$$

und für den zweischnittig genieteten Innentheil nach Gleichung 91.

$$e = 2,5 \cdot 1,4 \delta = 3,5 \delta$$

sich ergeben; das größere beider Maße muß ausgeführt werden.

Wie schon oben angedeutet, müssen die Gleichungen 89. u. 90. für den Fall $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$, wenn also in die Gleichung 89. $\frac{\delta}{2}$ statt δ eingeführt wird, beide dasselbe ergeben; denn die Hälfte des Mitteltheiles ist dann gleich mit einem Aufsenheile.

Es liegt in der Natur der Sache, daß in der Nietung die Festigkeit des vollen Bleches unmöglich gewahrt bleiben kann; der Grad der Festigkeit der Vernietung wird gemessen durch $f = \frac{e - d}{e}$, also im zweiten der obigen Beispiele für die Aufsenheile durch

$$f = \frac{5,14 \delta_1 - 2 \delta_1}{5,14 \delta_1} = 0,61$$

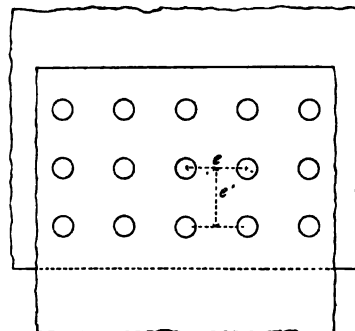
und für den Innentheil durch

$$f = \frac{3,5 \delta - 1,4 \delta}{3,5 \delta} = 0,61.$$

Zum Zwecke der Vermeidung der hieraus folgenden, übermäßigen Verbreiterung der Theile ist die schon oben erwähnte Nietstellung eingeführt, welche die Niete in mehrere Reihen, und zwar in die erste und letzte je einen Niet und in die nach der Mitte zu folgenden Reihen thunlichst je ein Niet mehr, setzt, und bei der man den Stab dann nur um d gegen den theoretischen Querschnitt verbreitert.

Wird der Werth f bei einreihiger Nietung zu klein, oder ist es überhaupt unmöglich, n Niete in der Breite b unterzubringen, so geht man zur mehrreihigen Nietung der Reihenzahl n' über (Fig. 415). Es werden hier n' Niete in die Theilungsbreite geschlagen; folglich sind die Gleichungen für e :

Fig. 415.



$$\delta s' (e - d) = n' \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für einschnittige Nietung, } d \leq 2 \delta; \quad . . . \quad 92.$$

$$\delta s' (e - d) = 2 n' \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für zweischnittige Nietung, } d \leq \delta; \quad . . . \quad 93.$$

$$\delta s' (e - d) = n' d \delta s'' \text{ für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left\{ \begin{array}{l} \text{für zweischnittige Nietung } d > \delta. \end{array} \right. \quad . . . \quad 94.$$

Gewöhnlich ist $t = s'$ und $s'' = 1,5 s'$; alsdann lauten diese Gleichungen:

$$e = d \left(1 + \frac{n' \pi t d}{4 s' \delta} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d \leq 2 \delta; \quad . . . \quad 95.$$

$$e = d \left(1 + \frac{n' \pi t d}{2 s' \delta} \right) \text{ für zweischnittige Nietung, } d \leq \delta; \quad . . . \quad 96.$$

$$e = d \left(1 + \frac{n' s''}{s'} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left\{ \begin{array}{l} \text{für zweischnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right. \quad . . . \quad 97.$$

Für das erste obiger Beispiele ist für eine dreireihige Nietung $n' = 3$, $\delta_1 = \frac{\delta}{2}$ und $d = 1,5 \delta = 3 \delta_1$, also für die Aufsentheile nach Gleichung 97. $e = 3 \delta_1 (1 + 3 \cdot 1,5) = 16 \delta_1 = 8,33 \delta$ und für den Innentheil nach Gleichung 97. $e = 1,5 \delta (1 + 3 \cdot 1,5) = 8,25 \delta$. Im zweiten Beispiele wird $n' = 3$, $\delta_1 = 0,7 \delta$ und $d = 2 \delta_1 = 1,4 \delta$, also für die Seitentheile nach Gleichung 95. $e = 2 \delta_1 \left(1 + \frac{3 \pi}{4} \frac{2 \delta_1}{\delta_1} \right) = 11,42 \delta_1 = 11,42 \cdot 0,7 \delta = \text{rund } 8 \delta$ und für den Mitteltheil nach Gleichung 97. $e = 1,4 \delta (1 + 3 \cdot 1,5) = 7,7 \delta = 11 \delta_1$.

Auch hier ist der Sicherheitsgrad $f = \frac{e - d}{e}$, also im zweiten Beispiele für die Aufsentheile

$$\frac{11,42 \delta_1 - 2 \delta_1}{11,42 \delta_1} = 0,825, \text{ für den Innentheil } \frac{8 \delta - 1,4 \delta}{8 \delta} = 0,867.$$

Das äußerste Maximum für e in auf einander liegenden Theilen ist $e = 8 d$, da bei weiterer Stellung der Niete die Bleche zwischen den Nieten von einander klaffen.

Der Abstand a der Mitte des letzten Nietes vom Seitenrande des Bleches muß bei einreihiger Nietung mindestens $0,5 e$, bei mehrreihiger mindestens $0,25 e$ betragen. Sind diese Werthe aber kleiner, als $1,5 d$, so macht man $a = 1,5 d$, da man zur Herstellung des Loches ausen eines Blechstreifens von der Breite d bedarf. Andererseits hält man als Maximum für a den Werth $2,5 d$ fest, da die Blechränder aufklaffen, wenn die ersten Niete zu weit vom Rande stehen.

γ) Die Festigkeit des Materials zwischen der letzten Nietreihe und dem hinteren (belasteten) Blechrande muß ein Ausfcheren des Nietes nach

Fig. 406 verhindern. Für einschnittige Nietung ist sie $2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t'$, für zwei-

schnittige $2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t'$, und die Gleichungen, welche durch gleiche Sicherheit gegen Abscheren im Bleche und Abscheren des Nietes einerseits, Lochlaibungs-Druck andererseits bedingt werden, lauten:

$$2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t' = \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für einschnittige Nietung, } d \leq 2 \delta; \quad . . . \quad 98.$$

$$2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t' = 2 \frac{d^2 \pi}{4} t \text{ für zweischnittige Nietung, } d \leq \delta; \quad . . . \quad 99.$$

$$2 \left(a' - \frac{d}{2} \right) \delta t' = d \delta s'' \text{ für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left\{ \begin{array}{l} \text{für zweischnittige Nietung, } d > \delta, \end{array} \right. \quad . . . \quad 100.$$

oder:

$$a' = d \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d \leq 2 \delta; \quad . . . \quad 101.$$

$$a' = d \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{4} \frac{t}{\delta} \frac{d}{\delta} \right) \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \leq \delta; \quad . \quad . \quad . \quad 102.$$

$$a' = d \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left\{ \begin{array}{l} \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right. \quad . \quad 103.$$

Hierin kann gewöhnlich $\frac{t}{t'} = \frac{5}{4}$ und $\frac{s''}{t'} = 1,9$ gesetzt werden.

Im zweiten der obigen Beispiele wird für die Aufsentheile (siehe Fig. 409) nach Gleichung 98. u. 101.

$$a' = 2 \delta_1 \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{5}{4} \frac{2 \delta_1}{\delta_1} \right) = 2,98 \delta_1; \text{ ferner wird für den Innentheil nach Gleichung 100. u. 103.}$$

$$a' = 1,4 \delta \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 2,08 \delta = 2,08 \frac{\delta_1}{0,7} = 2,9 \delta_1. \text{ Unter Umständen kann } a' \text{ in verschiedenen}$$

Theilen einer Verbindung sehr verschiedene Werthe annehmen.

Dieser Randabstand kommt auch bei den mehrreihigen Nietungen in Frage, bei denen die Niete in den Reihen nicht versetzt sind (Fig. 415 u. 416); für solche

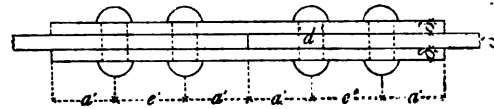


Fig. 416.

muß offenbar $e' = a' + \frac{d}{2}$ sein, und lauten die entsprechenden Gleichungen daher:

$$e' = d \left(1 + \frac{\pi}{8} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d < 2 \delta; \quad . \quad . \quad . \quad 104.$$

$$e' = d \left(1 + \frac{\pi}{4} \frac{t}{t'} \frac{d}{\delta} \right) \text{ für zweifchnittige Nietung, } d \leq \delta; \quad . \quad . \quad . \quad 105.$$

$$e' = d \left(1 + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'} \right) \text{ für einschnittige Nietung, } d > 2 \delta, \text{ und } \left\{ \begin{array}{l} \text{für zweifchnittige Nietung, } d > \delta. \end{array} \right. \quad . \quad 106.$$

Sind jedoch die Niete in den Reihen versetzt, wie in Fig. 413, so fällt diese Rücksicht weg; man macht dann meist $e'' = e$, also $e' = 0,888 e$. Das mit Bezug auf die Herstellung der Löcher einzuhaltende Minimum von e' ist $2,5 d$, welches Maß dann ausgeführt wird, wenn die Formeln kleinere Werthe ergeben.

8) Die Reibung der Bleche auf einander, welche nach dem in Art. 202 (S. 139) Gefagten auch bei einschnittigen Nietungen (Fig. 407 u. 410) in zwei Ebenen für jedes Blech auftritt und unter dieser Bedingung bei sorgfältiger Ausführung im Mittel 1200 kg für 1 qcm des Nietquerschnittes beträgt, kommt nur bei solchen Verbindungen in Rechnung, welche auch bei unvollständiger Ausfüllung der Löcher durch die Niete nicht nachgeben dürfen. Solche Theile (Hängestangen für Decken, Gefänge etc.) werden so berechnet, daß die Reibung in dem Momente überwunden wird, in welchem im Bleche die Elasticitäts-Grenze s_e erreicht wird. Dies führt zur Gleichung für die Nietzahl

$$n = P \frac{1}{300 d^2 \pi}, \quad . \quad . \quad . \quad 107.$$

und für die Theilung

$$\frac{d^2 \pi}{4} 1200 = (e - d) d s_e,$$

oder

$$e = d \left(1 + \frac{300 \pi d}{s_e \delta} \right), \quad . \quad . \quad . \quad 108.$$

also für $\delta = \frac{d}{2}$ und s_e (für gewöhnliches Schmiedeeisen) = 1500 kg pro 1 qcm

$$e = 2,25 d. \quad . \quad . \quad . \quad 109.$$

Für diese Nietungen muß die Theilung im Allgemeinen etwas enger sein, als wenn die Scherfestigkeit der Niete in Betracht gezogen wird.

Unter Benutzung der Formel 108. kann hier die unter β angewendete Behandlung von ein- und mehrreihigen Nietungen gleichfalls durchgeführt werden.

Nietstellungen in Reihen, deren Nietzahl von 1 in der ersten und letzten um je 1 in jeder Reihe nach der Mitte zunimmt, werden hier nicht verwendet, weil die Nietvertheilung zur Erzielung gleichmäßiger Reibung über die ganze Fugenfläche gleichförmig sein muß.

210.
Festigkeit
des
Nietbolzens.

s) Die Festigkeit des Nietbolzens ist in den obigen Formeln bereits dadurch genügend berücksichtigt, daß seine Scherfestigkeit, bezw. der zulässige Umfangsdruck, der Abmessung der Niettheilung zu Grunde gelegt wurde. Vortheilhaft für die Festigkeit des einzelnen Bolzens ist eine thunlichst geringe Nietzahl, weshalb man bei Kraftnietungen den Durchmesser so weit steigern soll, wie die obigen Regeln erlauben. In zweischnittigen Nietungen ist der Scherwiderstand jedes Querschnittes bei guter Ausführung nur 90 Procent desjenigen der einschnittigen Nietung, weil es nicht möglich ist, beide Querschnitte ganz gleich zu beanspruchen.

211.
Druck
am Bolzen-
umfang.

5) Der Druck zwischen Bolzenumfang und Lochlaibung, dessen Steigerung über ein bestimmtes Maß (1100 bis 1200 kg für 1 qcm des Rechteckes aus Blechstärke und Bolzendurchmesser) unzulässig ist, wurde durch obige Formelaufstellung für alle Abmessungen berücksichtigt, kommt aber nur in Frage, wenn das Verhältniß $\frac{d}{\delta}$ groß ist.

4) Nietverbindungen.

212.
Einseitiger
Anschluß.

a) Der einseitige Anschluß. Fig. 417 zeigt die Verbindung für zwei schmale Stäbe unter der Last P . Es entsteht ein Drehmoment $P\delta$, welches bei schlotterigen Nieten (Fig. 418) durch Verdrehen dieser und einseitiges Anlegen ihrer Köpfe ein Gegenmoment $Q \cdot 1,5 d$ erzeugt, das so lange wächst, bis beide sich

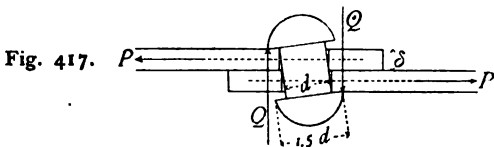
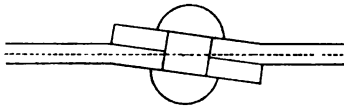


Fig. 418.



aufheben. Es ist also $Q = \frac{P\delta}{1,5 d}$, und der Nietenkopf wird im Kopfanfätze vom Momente $\frac{P d}{1,5 d} \cdot \frac{1,5 d}{2} = \frac{P\delta}{2}$ gebogen

und von der Kraft $\frac{P\delta}{1,5 d}$ gezogen. Die Biegungsspannung σ_1 folgt aus $\frac{P\delta}{2} = \frac{\sigma_1 d^3 \pi}{32}$ mit $\sigma_1 = \frac{16 P \delta}{\pi d^3}$, und die Zug-

spannung σ_2 aus $\frac{P\delta}{1,5 d} \cdot \frac{1}{\frac{d^2 \pi}{4}} = \frac{8 P \delta}{3 \pi d^3}$. Es entsteht im Niet also eine Zuschlag-

spannung $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{56 P \delta}{3 \pi d^3}$, oder für $\delta = \frac{d}{2}$ ist $\sigma = \frac{28 P}{3 \pi d^2}$. Der Niet ist auf $P = \frac{d^2 \pi}{4} t$ berechnet, also wird

$$\sigma = \frac{28}{3 \pi d^2} \cdot \frac{d^2 \pi}{4} t = \frac{7}{3} t.$$

Die Schubspannung t ist der Regel nach zu $\frac{4}{5}$ der zulässigen Zugspannung s' anzusetzen; also ergibt sich $\sigma = \frac{7}{3} \cdot \frac{4}{5} s' = \frac{28}{15} s'$ oder beinahe $= 2 s'$.

Der beim Erkalten schon bis zur Elasticitäts-Grenze beanspruchte Niet erhält daher nun noch das Doppelte der zulässigen Zugspannung und wird somit der Zerstörung nahe gebracht.

Sind die Niete nicht schlotterig, füllen sie vielmehr das Loch ganz aus, oder ist in Folge der oben nachgewiesenen Spannungen ein Nietkopf verbogen oder abgesprengt, so wirkt nun das Moment $\sigma \delta$ allmählich abnehmend biegend auf die Bleche ein, bis die beiden P in eine Gerade fallen. Als Breite des Stabes kann das Theilungsmaß e einer breiteren Nietung eingeführt werden. Die Biegungsspannung im Bleche σ ergibt sich aus $\frac{\sigma e \delta^2}{6} = P \delta$ zu $\sigma = \frac{6 P}{e \delta}$. Wegen der nothwendigen Festigkeit des Stabes ist in der Nietung

$$P = \delta (e - d) s', \text{ also } \sigma = \frac{6 \delta (e - d) s'}{e \delta} \text{ oder } \sigma = 6 s' - 6 s' \frac{d}{e}.$$

Nun ist nach Gleichung 89. für $t = s'$, $e = d \left(1 + \frac{\pi}{4} \frac{d}{\delta}\right)$, also

$$\sigma = 6 s' \left(1 - \frac{1}{1 + \frac{\pi}{4} \frac{d}{\delta}}\right).$$

Wird fonach der Mittelwerth $\frac{d}{\delta} = 2$ eingeführt, so ergibt sich

$$\sigma = 3,66 s'.$$

Durch die Biegung allein wird demnach die zulässige Beanspruchung s' im Stabe weit überschritten. Wenn nun auch keiner der Grenzfälle in Fig. 417 u. 418 wirklich auftritt, sondern eine Vereinigung beider, welche die beiden berechneten Spannungen jede nur zum Theile hervorruft, so muß doch die in Rede stehende Verbindung zur Uebertragung großer Kräfte als bedenklich bezeichnet, und soll auf die Fälle beschränkt werden, in denen sie unvermeidlich ist. Auch mehrreihige Nietung ist möglich. Die Anordnung ergibt sich aus den obigen Gleichungen.

β) Der zweiseitige Anschluß (Fig. 409) vermeidet die Uebelstände des einseitigen; denn, wenn man die Verbindung in der Mittelebene durchschneidet, so entstehen in den beiden Hälften zwei Drehmomente der obigen Art, welche sich gegenseitig aufheben. Hat, wie es die Regel bildet, jeder der vereinigten Theile dieselbe Kraft P zu beiden Seiten der Verbindung zu tragen, so ist der Querschnitt beider Theile theoretisch gleich zu machen; dabei wird aber die Stärke der einzelnen Theile des doppelten Gliedes für die Ausführung meist zu gering, und man macht daher (Fig. 409) die Stärkensumme des doppelten Theiles $2 \delta_1$ etwas größer, als die Stärke δ . Die Nietung kann einreihig und mehrreihig sein. Wenn jedoch die Abmessungen für die einschnittig angeschlossenen Theile des Doppelgliedes andere werden, als für den zweischnittig angeschlossenen Mitteltheil, so müssen, da verschiedene Anordnungen in den verschiedenen Theilen wegen der durchgehenden Niete unmöglich sind, diejenigen Maße für alle Theile durchgeführt werden, welche für den einen Theil genügen, dem anderen zu große Stärke geben.

Von den obigen Formeln sind für die Außentheile die für einschnittige, für die Innentheile die für zweischnittige Nietungen aufgestellten maßgebend. Die Wieder-

holung dieser Verbindung giebt schliesslich die symmetrische Vereinigung vieltheiliger Glieder nach Fig. 412, bei welcher auch die Außenglieder als einschnittig, die Innenglieder als zweischnittig angeschlossen zu betrachten sind. Haben die vereinigten Theile ungleiche Kräfte zu übertragen, so muß die Vernietung nach den die größten Kräfte enthaltenden bemessen werden, was für die schwächeren dann leicht recht ungünstige Verhältnisse bedingt; es ist also zu empfehlen, alle Theile einer mehrgliederigen Construction thunlichst gleich zu machen.

214.
Einfseitige
Verlascung.

γ) Die einfseitige Verlaschung (Fig. 410) ist nur eine zweifache Aneinanderreihung des einfseitigen Anschlusses und hat daher dieselben Nachtheile, kann übrigens in derselben Weise berechnet werden, wie dieser. Diese Art der Verbindung ist gleichfalls auf untergeordnete und die unvermeidlichen Fälle zu beschränken.

215.
Doppelte
Verlascung.

δ) Die doppelte Verlaschung (Fig. 408) ist wieder frei von den gerügten Mängeln, da sie zur Mittellinie symmetrisch ist. Auch sie kann einreihig oder mehrreihig (Fig. 416) nach den obigen Formeln ausgeführt werden. Theoretisch müßte die Stärke der Laschen zusammen gleich der des Bleches sein; es wird aber in der Regel δ_1 etwas größer, als $\frac{\delta}{2}$ gemacht.

216.
Beispiel.

Beispiel. Eine Flacheisen-Diagonale von der Dicke $\delta = 1,5$ cm soll mit doppelten Laschen von der Dicke $\delta_1 = 1,0$ cm und Nietten vom Durchmesser $d = 2,0$ cm an ein $1,5$ cm starkes Knotenblech angeschlossen werden; die Belastung beträgt 21000 kg. Die Spannungswerte seien angenommen mit $s' = 700$ kg pro 1 qcm, $t = s'$, $\frac{s''}{s'} = 1,5$, $\frac{s''}{t'} = 1,9$ und $\frac{t}{t'} = \frac{5}{4}$.

Die theoretische Stabbreite ist $b = \frac{21000}{700} = 30$ cm. Die Nietzahl für die Laschen nach

$$\text{Gleichung 83. } n = \frac{4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 21000}{2^2 \cdot 3,14 \cdot 700} = 4,8, \text{ für das Blech nach Gleichung 85. } n = \frac{21000}{2 \cdot 1,5 \cdot 1100} = 6,4.$$

Es müssen also 7 Niete gesetzt werden. Thatsächlich beträgt die Scherspannung im Niete nur $\frac{21000 \cdot 4}{2^2 \cdot 3,14 \cdot 7 \cdot 2} = 478$ kg und der Lochlaibungs-Druck $\frac{21000}{7 \cdot 2 \cdot 1,5} = 1000$ kg. Werden in die Formeln gleichwohl die obigen Verhältniszahlen eingeführt, so wird die Verbindung in allen Theilen auf ermäßigte Spannungen, aber mit überall gleicher Sicherheit construirt. 7 Niete in eine Reihe zu setzen ist nicht angängig, da die Verbreiterung dadurch zu groß würde; es wird also zweireihige Vernietung $n' = 2$ angenommen.

In den Laschen ist dann nach Gleichung 95. $e = 2 \left(1 + \frac{2 \cdot 3,14}{4} \cdot 1 \cdot \frac{2}{1} \right) = 8,98$ cm, im Bleche nach Gleichung 97. $e = 2 \left(1 + 2 \cdot 1,5 \right) = 8$ cm; es wird also $e = 8,98$ cm sein müssen, und die wirkliche Breite, wenn 4 und 3 Niete in je eine Reihe kommen, $4 \cdot 8,98 = 33,2$ cm.

Der hintere Randabstand a' der Laschen wird nach Gleichung 101. $a' = 2 \left(\frac{1}{2} + \frac{3,14}{8} \cdot \frac{5}{4} \cdot \frac{2}{1} \right) = 2,98$ cm und der im Bleche nach Gleichung 103. $a' = 2 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot 1,9 \right) = 2,9$ cm; der Randabstand wird also überall mit dem Minimalmaße $1,5$ d = 3 cm ausgeführt. Der Reihenabstand wird in den Laschen nach Gleichung 104. $e' = 2 \left(1 + \frac{3,14}{8} \cdot \frac{5}{4} \cdot \frac{2}{1} \right) = 3,98$ cm, im Bleche nach Gleichung 106. $e' = 2 \left(1 + 2 \cdot 1,5 \right) = 3,9$ cm. Beide sind kleiner als $2,5$ d; es wird hier also das Minimalmaße $e' = 2,5$ d = $2,5 \cdot 2 = 5$ cm ausgeführt.

Es ergeben sich demnach die Verhältnisse, wie in Fig. 419 dargestellt. Der Sicherheitsgrad der Verbindung ist nach der Formel $f = \frac{e - d}{e} = \frac{8,98 - 2}{8,98} = 0,78$, gegenüber der theoretischen Stabbreite von 30 cm jedoch $\frac{33,2 - 4 \cdot 2}{30} = 0,84$.

Nach der Art der Nietordnung mit um je 1 wachsender Zahl der Niete in den Reihen würde man hier nach dem Schema 1, 2, 3, 2 unter Zugabe eines Nietes oder nach 2, 3, 2 zu setzen haben. Die

Fig. 419.

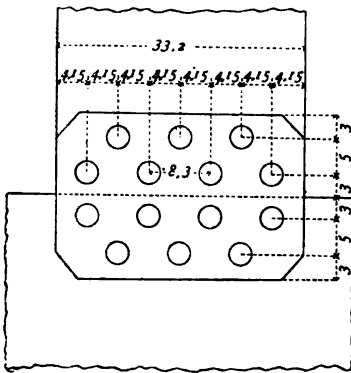


Fig. 420.

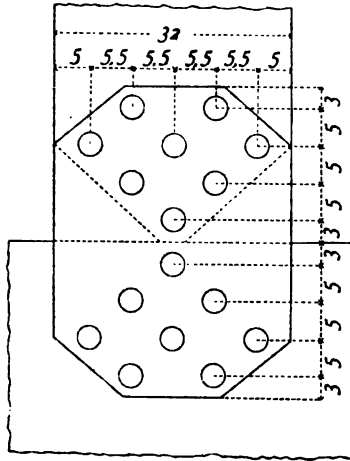
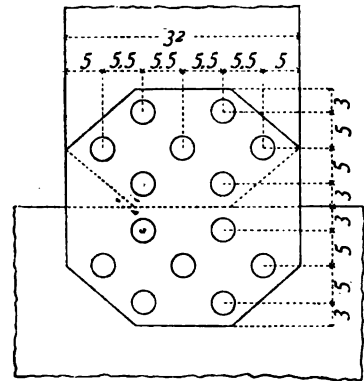


Fig. 421.



Stabbreite wird dabei $30 + d = 32 \text{ cm}$ gewählt, und es ergäbe sich wegen der Nietzahl 3 in einer Reihe bei dem größten Randabstande von $5 \text{ cm} = 2,5 d$ eine Theilung von $\frac{32 - 10}{2} = 11 \text{ cm}$, also größer, als die aus der Formel folgende. Nach den übrigen oben bestimmten Maßen ergeben sich die beiden Nietungen in Fig. 420 u. 421, von denen die letztere den Uebergang zur dreifachen Reihennietung bildet.

Die Reihe der gewöhnlichen Nietverbindungen ist hiermit abgeschlossen; es bleibt nur noch etwas über die Verbindungen nicht ebener Theile hinzuzufügen.

Verbindungen für Blechrohre werden meist mit einseitiger Verlaschung oder einseitigem Anschlusse, genau nach den obigen Regeln, sowohl in den Quer-, wie in den Längsfugen, unter Berücksichtigung der etwa in beiden verschiedenen Kraftwirkungen hergestellt.

Profileisen können fast durchweg nur dadurch verbunden werden, daß man jeden einzelnen Theil mittels gefonderter Blechstreifen einseitig oder zweiseitig verlascht, wobei dann die Verlaschung zweckmäsig für jeden Theil gefondert berechnet wird. Die Theile solcher Profile sind jedoch meist so schmal, daß nicht mehrere Niete neben einander in ihnen Platz finden; man ist dann gezwungen, alle für einen Theil erforderlichen Niete in eine Linie hinter einander zu setzen.

Am häufigsten kommen Winkeleisen-Verbindungen vor, welche nach Fig. 422 bis 425 auf 4 verschiedene Weisen ausgeführt werden können.

Von diesen ist die Verbindung in Fig. 422 die stärkste, aber wegen der hohen Kosten der befonders zu walzenden Profil-Lafche nur höchst selten. Die nächstbeste ist die in Fig. 424, da die Lafchen sich auf die ebenen Winkelleisenflächen legen, stärker sind, als das Winkelleisen und einen kurzen Abstand b (Wurzelmafs) der Niete von der Winkelleisen-Aufsenecke gestatten. Alsdann folgt zunächst die Verbindung in Fig. 423, welche die angeführten Vortheile wenigstens für einen Schenkel wahrt und dann an die Stelle der Anordnung in Fig. 424 treten mufs, wenn der zweite Schenkel an einem anderen Constructionstheile anliegt; das Wurzelmafs b mufs hier in dem ausfen verlasteten Schenkel wegen der Innenlafche des anderen Schenkels in un-

Fig. 422.

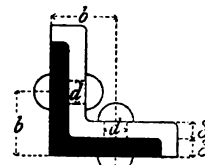


Fig. 423.

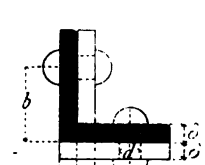


Fig. 424.

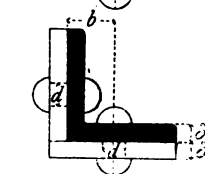


Fig. 425.

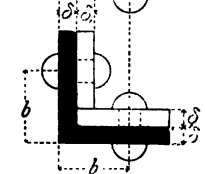
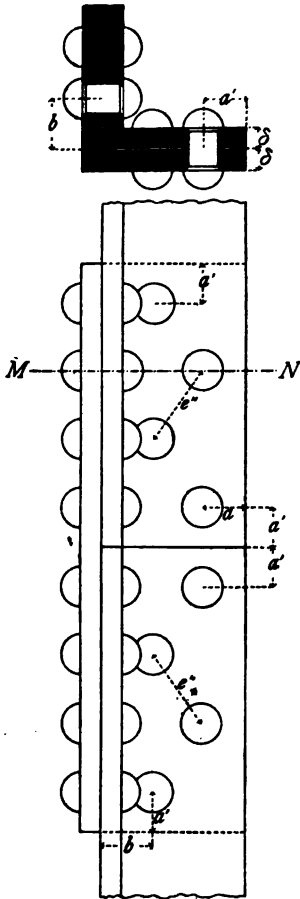


Fig. 426.
Schnitt MN .



günstiger Weise vergrößert werden, was in beiden Schenkeln geschieht, weil man einerseits verschiedene Wurzelmaße in den Schenkeln zu vermeiden sucht, andererseits ein kurzes Wurzelmaß in dem innen verlaschten Schenkel höchst ungünstige Nietstellung in der Innenlasche hervorriefe. Am wenigsten gut, aber dann oft nicht zu umgehen, wenn das Winkelblech an zwei anderen Theilen anliegt (d. h. in Eckverbindungen), ist die Verbindung in Fig. 425, da von allen für Fig. 424 angeführten Vortheilen hier das Gegentheil eintritt. Die Laschen müssen hier dicker gemacht werden, als die Schenkel, also $\delta_1 > \delta$. Was die Nietstellung anlangt, so setzt man die Nieten des einen Schenkels auf die Mitten oder Viertel der Theilung des anderen, weil einander gegenüber stehende Nieten oft gar nicht Platz haben, jedenfalls nur mit Mühe eingebracht und schlecht ausgebildet werden können. Da ein Niet in einem Schenkel das Winkelblech um so unsymmetrischer macht und die Kraftübertragung um so weiter vom Schwerpunkt verlegt, je näher der Niet dem Außenrande sitzt, so soll das Wurzelmaß so klein wie möglich gewählt werden, und zwar ist zu machen:

$$b = 1 + \delta + 0,75 d, \text{ wenn keine Lasche im Winkelblech liegt (Fig. 424), 110.}$$

$$b = 1 + \delta + \delta_1 + 0,75 d, \text{ wenn eine oder zwei Innenlaschen da sind (Fig. 422, 423 u. 425) . . . 111.}$$

Soll z. B. ein Winkelblech von $10 \times 10 \times 1,4$ cm nach Fig. 424 mit 2,5 cm Nietdurchmesser verlascht werden, so ist das zugehörige Wurzelmaß $b = 1 + 1,4 + 0,75 \cdot 2,5 = \text{rund } 4,3$ cm. Soll aber die Verlaschung nach Fig. 425 mit 1,6 cm starken Laschen erfolgen, so wird das Wurzelmaß $b = 1 + 1,4 + 1,6 + 0,75 \cdot 2,5 = 5,9$ cm.

Handelt es sich nun aber um sehr breite Winkelbleche (Fig. 426), so rücken die Nieten nach dieser Bemessung des Wurzelmaßes so nahe nach der Ecke, daß die Laschen außen abklaffen; man giebt dann dem einen Nieten das vorgeschriebene Wurzelmaß und setzt den nächsten um $1,5 d$ vom Außenrande. Dabei stellt man, wenn nicht besondere Rücksichten eine bestimmte Theilung vorschreiben, zwei benachbarte in die schräg gemessene Entfernung $e'' = 3 d$ (Fig. 426, Grundriss). Dabei muß ein äußerer Niet des einen einem inneren des anderen Schenkels gegenüber stehen, da sonst die Ausbildung unmöglich wird (Fig. 426, Schnitt).

Soll auf diese Weise ein Winkelblech von $13 \times 13 \times 1,4$ cm mit Nieten von 2,5 cm Durchmesser verlascht werden, welches nach Abgang eines Nietloches mit 800 kg pro 1 cm belastet ist, so ist die für einen Schenkel zu übertragende Kraft $\frac{(13 + 13 - 1,4 - 2,5)}{2} \cdot 1,4 \cdot 800 = 12376$ kg. Nach Gleichung 83. ist für einen Schenkel

$$n = \frac{12376 \cdot 4}{2,5^2 \cdot 8,14 \cdot 700} = 3,7, \text{ also } n = 4.$$

Das Wurzelmaß b wird $1 + 1,4 + 0,75 \cdot 2,5 = 4,3$ cm, der Randabstand $a' = 1,5 \cdot 2,5 = 3,8$ cm, der Abstand $e'' = 3 d = 7,5$ cm und der hintere Randabstand a' nach Gleichung 101.

$$a' = 2,5 \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi}{8} \frac{5}{4} \frac{2,5}{1,4} \right) = 3,5 \text{ cm.}$$

Dieses Wurzelmaß, welches sich für eine Verbindungsstelle ergibt, bleibt, um die Theilung auf einer Geraden zu behalten, für das ganze Winkelblech maßgebend. Ist keine Verbindungsstelle da, wird z. B. ein durchlaufendes Winkelblech an ein Blech genietet, so bestimmt sich das Wurzelmaß stets nach Gleichung 110. Die zweireihige Nietung (Fig. 426) beginnt bei Winkelblechen zweckmäßig erst von 12 cm Schenkelbreite an.

Die obigen Regeln können auch auf die Herstellung von Eckverbindungen zweier Bleche mittels Winkelblechen übertragen werden (siehe Kap. 3, unter a).

Auch die Vernietung anderer Profile erfolgt nach Grundätzen, welche aus den obigen zu entnehmen sind; nur tritt bei einigen auch die doppelte Laschung auf. So würde man ein I-Eisen auf und unter jedem Flansch einseitig, den Steg zweifseitig verlaschen. Solche Verbindungen anderer Profilleisten, als Winkelblechen sind jedoch höchst selten.

Einer befonderen Art von Vernietung ist noch zu erwähnen, nämlich der Vernietung mit Stehnieten, welche zur Verbindung von nicht unmittelbar auf einander liegenden Theilen verwendet wird, jedoch zur Uebertragung von Kräften thunlichst nicht herangezogen werden soll. Die Nietstäbe werden sehr lang und haben sonach, wenn sie Kräfte übertragen sollen, höchst ungünstige Biegungsspannungen zu erleiden. Um den vorgeschriebenen Abstand der Theile, welcher beim Stauchen des ohne Weiteres eingefetzten Nietes durch volliges Zerquetschen des Schaftes zwischen den Theilen verloren gehen würde, zu wahren, setzt man zunächst einen Ring mit dem äußeren Durchmesser $2d$ und dem inneren Durchmesser d so zwischen die Theile, daß die drei Locher sich decken und nun eine durchlaufende Lochwandung ergeben.

Häufig werden zu diesem Zwecke auch auf dem Durchstoße gelochte Blechabfälle verwendet, welche dann aber keine zu unregelmäßige Außenform haben, von allen Graten befreit und thunlichst durch Pressen völlig eben hergerichtet sein sollen.

Fig. 427 zeigt eine Vernietung mit Stehbolzen. Da ein Abklaffen der Theile von einander hier unschädlich ist, kann die Niettheilung, wenn die Kräfte es erlauben, bis $e = 20d$ gesteigert werden.



Fig. 427.

219.
Verbindung
mit
Stehnieten.

b) Schrauben und Schraubenverbindungen.

Schraubenverbindungen kommen in Eisentheilen da vor, wo die zu verbindenden Theile des Materials wegen nicht genietet werden dürfen, d. h. bei Gußeisentheilen, oder wo eine gewisse Beweglichkeit (Drehbarkeit) der Theile gewahrt werden soll, die bei der Vernietung auch nur mit einem Niete durch die Reibung verloren geht, oder wo der Raum zu beengt ist, um Nietköpfe ausbilden zu können.

Die Schrauben können eingängig oder mehrgängig sein, und können rechteckigen Gangquerschnitt (flachgängige Schrauben) oder dreieckiges Gangprofil (scharfgängige Schrauben) haben. Die eingängigen scharfgängigen Schrauben ergeben unter gleicher Last die größte Reibung in der Mutter, und da für Verbindungsschrauben, die hier den Bewegungsschrauben gegenüber allein in Frage kommen, eine thunlichst große Reibung erwünscht ist, so wird hier von ihnen allein die Rede sein. Auch ist bei gleicher Ganghöhe die Scherfläche zwischen Gang und Spindel bei der scharfen Schraube doppelt so groß, wie bei der flachen.

Außer den beiden genannten kommt noch die Trapezscharbe und die Schraube mit rundem Gangquerschnitte vor.

Das Gangprofil der scharfen Schraube zeigt Fig. 428; es ist d' der innere Durchmesser, d der äußere Gewindedurchmesser, d'' der äußere Bolzendurchmesser, s die Ganghöhe und t die Gewindetiefe. Die Neigung des Ganges wird durch die Zahl m fest gelegt, welche bestimmt, wie viele Gänge auf die Länge d des Bolzens kommen. Die Gänge werden nach Fig. 428 aus- und abgerundet; nur bei sehr weichem Materiale (Messing, Bronze) mehr. Gemäß dem Abrundungsmaß und dem Spitzenwinkel von 55° Grad wird $\frac{3}{2} t = s \frac{1}{\tan 27^\circ 30'}$, also

$$t = 0,84 s, \quad \dots \dots \dots 112.$$

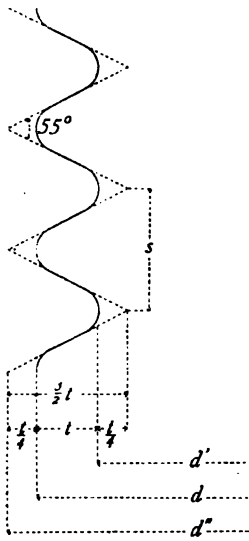
wofür man meist $t = 2 \frac{s}{3}$ setzt. Daraus folgt $d' = d - 2 t = d - 2 \cdot 0,84 s$; demnach

$$d' = d - 1,68 s \quad \dots \dots \dots 113.$$

220.
Anwendung
und Ver-
schiedenheit.

221.
Gangprofil
und Durch-
messer der
Schrauben.

Fig. 428.



Es ist nun nach Obigem $s = \frac{d}{m}$, also $d' = d - \frac{1,28}{m} d$,
 fonach

$$\frac{d'}{d} = \frac{m - 1,28}{m} \quad \dots \quad 113a.$$

d_1 bestimmt sich nach der Last, und es sind dann d und s der neben stehenden *Witworth'schen* Schrauben-Scala zu entnehmen, welche die Form aller Schrauben gleichen Durchmessers allgemein fest legt, damit sie beliebig vertauscht werden können. Um diese nicht immer benutzen zu müssen, sind für d und s zwei Beziehungsgleichungen aufgestellt, welche lauten:

$$s = 0,07 \text{ cm} + 0,095 d \text{ für } d \leq 6 \text{ cm}, \quad \dots \quad 114.$$

$$s = 0,962 \sqrt{d} \text{ für } d > 6 \text{ cm} \quad \dots \quad 115.$$

Aus Gleichung 113., 114. u. 115. kann nun eine directe Beziehung zwischen d'' , d und d' abgeleitet werden, und zwar ergibt sich für kleinere Schrauben unter Benutzung der Gleichungen 114., 113 u. 112.

$$d = (1,139 d' + 0,103) \text{ Centim. und } d'' = d + \frac{t}{2} = (1,173 d' + 0,128) \text{ Centim.} \quad 116.$$

Die Tragkraft einer Schraube auf Zug ist bei der zulässigen Beanspruchung s' für 1 qcm gleich $\frac{d'^2 \pi}{4} s'$; es ergibt sich fonach der der Last P entsprechende innere Durchmesser

aus $d' = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi s'}}$, oder, da man in Folge des Anschneidens der Gewinde den äußeren Ring von 1 mm Tiefe nicht als tragfähig anfehen kann, $d' = 0,2 + 2 \sqrt{\frac{P}{\pi s'}}$.

Die zulässige Beanspruchung s' wird wegen der beim Andrehen der Mutter entstehenden Torsion⁸⁴⁾ in der Regel für Schrauben nur mit 600 kg angesetzt; die Gleichung für d' lautet demnach:

$$d' = 0,2 + 0,0046 \sqrt{P}, \quad \dots \quad 117.$$

und für die erforderliche Anzahl n , wenn mehrere Schrauben vorhanden sind,

$$n = \frac{P}{471 (d'' - 0,2)^2} \quad \dots \quad 118.$$

Den nach Gleichung 116. u. 117. aus der Last ermittelten äußeren Durchmesser d'' kann man nicht ohne Weiteres beibehalten; es ist vielmehr der nächstgrößere der *Witworth'schen* Scala einzuführen.

Wenn P nicht als Zug auftritt, sondern als Scherkraft, so ergibt sich, da die Scherstelle fast stets im vollen Bolzen, nicht im Gewinde liegt, der äußere Durchmesser unmittelbar aus $\frac{d''^2 \pi}{4} t = P$ für einschnittige und aus $2 \frac{d''^2 \pi}{4} t = P$ für zweischnittige Abscherung. Auch bei den Schraubenbolzen muß der Lochlaibungs-Druck für kleine Durchmesser im Auge behalten werden, gemäß der Gleichung $P = d'' \delta s''$ (vergl. Art. 204, S. 141), und es ergeben sich hier ähnlich wie bei den Nieten für d die Gleichungen:

⁸⁴⁾ Ueber genaue Berücksichtigung der Torsionsspannungen vergl.: GRASHOF, F. Theorie der Elasticität und Festigkeit etc. 2. Aufl. Berlin 1878. S. 202.

Witworth's Scala der eingängigen scharfen Schrauben.

Nr.	Bolzen-Durchmesser d''	Aeußerer Gewinde-Durchmesser d		Anzahl der Gewindengänge m auf		Innerer Durchmesser d'	Schlüsselweite der Mutter D	Belastung	
				1 Zoll engl.	die Länge d			ohne Torsion	mit Torsion
1	0,8	$\frac{1}{4}$	0,64	20	5	0,48	1,4	37	22
2	0,9	$\frac{5}{16}$	0,79	18	$5\frac{5}{8}$	0,61	1,6	79	48
3	1,1	$\frac{3}{8}$	0,95	16	6	0,75	1,8	143	86
4	1,2	$\frac{7}{16}$	1,11	14	$6\frac{1}{8}$	0,88	2,1	218	131
5	1,4	$\frac{1}{2}$	1,27	12	6	1,00	2,3	302	181
6	1,7	$\frac{5}{8}$	1,59	11	$6\frac{7}{8}$	1,29	2,7	560	336
7	2,0	$\frac{3}{4}$	1,90	10	$7\frac{1}{2}$	1,58	3,2	897	538
8	2,3	$\frac{7}{8}$	2,22	9	$7\frac{7}{8}$	1,86	3,6	1299	779
9	2,7	1	2,54	8	8	2,13	4,1	1755	1053
10	3,0	$1\frac{1}{8}$	2,86	7	$7\frac{7}{8}$	2,39	4,5	2260	1356
11	3,3	$1\frac{1}{4}$	3,18	7	$8\frac{3}{4}$	2,72	5,0	2993	1796
12	3,6	$1\frac{3}{8}$	3,49	6	$8\frac{1}{4}$	2,95	5,4	3564	2138
13	3,9	$1\frac{1}{2}$	3,81	6	9	3,27	5,8	4441	2665
14	4,3	$1\frac{3}{8}$	4,13	5	$8\frac{1}{8}$	3,48	6,3	5070	3042
15	4,6	$1\frac{3}{4}$	4,45	5	$8\frac{3}{4}$	3,80	6,7	6107	3664
16	4,9	$1\frac{7}{8}$	4,76	$4\frac{1}{2}$	$8\frac{7}{16}$	4,00	7,2	6949	4169
17	5,2	2	5,08	$4\frac{1}{2}$	9	4,36	7,6	8155	4893
18	5,8	$2\frac{1}{4}$	5,72	4	9	4,91	8,5	10454	6272
19	6,5	$2\frac{1}{2}$	6,35	4	10	5,54	9,4	13438	8063
20	7,1	$2\frac{3}{4}$	6,99	$3\frac{1}{2}$	$9\frac{5}{8}$	6,06	10,8	16182	9709
21	7,7	3	7,62	$3\frac{1}{2}$	$10\frac{1}{2}$	6,69	11,2	19849	11909
22	8,4	$3\frac{1}{4}$	8,26	$3\frac{1}{4}$	$10\frac{9}{16}$	7,26	12,1	23488	14093
23	9,0	$3\frac{1}{2}$	8,89	$3\frac{1}{4}$	$11\frac{3}{8}$	7,89	13,0	27867	16720
24	9,6	$3\frac{3}{4}$	9,53	3	$11\frac{1}{4}$	8,44	13,8	31996	19198
25	10,3	4	10,16	3	12	9,07	14,7	37076	22245
Centim.		Engl. Zoll.	Centim.			Centimeter		Kilogr.	

$$d'' = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi t}} \quad \text{für einschnittige Abscherung, } d'' \leq 2 \delta; \quad \dots \quad 119.$$

$$d'' = \sqrt{\frac{2P}{\pi t}} \quad \text{für zweischnittige Abscherung, } d'' \leq \delta; \quad \dots \quad 120.$$

$$d'' = \frac{P}{s'' \delta} \quad \left. \begin{array}{l} \text{für einschnittige Abscherung, } d'' > 2 \delta, \text{ und} \\ \text{für zweischnittige Abscherung, } d'' > \delta. \end{array} \right\} \quad \dots \quad 121.$$

Wird eine Kraft durch mehrere Bolzen gemeinsam übertragen, so ist nach Annahme des Durchmessers d'' die Bolzenzahl n nach Gleichung 83. bis 85. zu ermitteln.

Kraftübertragung durch Flächenreibung kommt hier nicht in Frage, da die Muttern sich von selbst lösen, also auf Reibung überhaupt nicht gerechnet werden kann.

Auf Torsion muß Rücksicht genommen werden, wenn die Anspannung der Schraube lediglich durch Andrehen der Mutter, nicht durch Anhängen von Lasten nach dem Andrehen der Mutter hervorgerufen wird. Es darf in diesem Falle die zulässige Zugspannung nur auf $\frac{3}{5} s'$ getrieben werden, und es folgt somit der innere Gewindedurchmesser für diesen Fall aus $d' = 0,2 + 0,059 \sqrt{P}$. Hiernach ist die letzte Spalte der vorstehenden Scala berechnet.

Die Schraubenmutter wird für einfache Fälle wohl rund oder quadratisch geformt; jedoch läßt sich die runde Mutter schwer andrehen; die quadratische enthält viel Material. Am besten ist die sechseckige Mutter, da sie wenig überflüssiges

Material enthält und doch das Aufsetzen eines Schlüssels erlaubt; sie braucht auch nur um 60 Grad gedreht zu werden, um das feithliche Ansetzen des Schlüssels von Neuem zu gestatten.

Um beim Andrehen keine zu große Berührungsfläche zu erhalten, wird die Mutter unten nach einer Kugel abgerundet, meist auch oben, um eine Contre-Mutter nachschrauben, auch die Mutter umdrehen zu können; sie sitzt also nur mit einer schmalen Ringfläche auf. Die Schlüsselweite D wird aus der umstehenden Tabelle oder aus der Formel $D = (0,5 + 1,4 d)$ Centim. bestimmt, welche auf gleicher Sicherheit der Auflager-Ringfläche gegen Druck und des Bolzens beruht; der Durchmesser des umschriebenen Kreises ist dann $D' = (0,6 + 1,6 d)$ Centim.

Fig. 429.

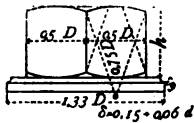


Fig. 430.

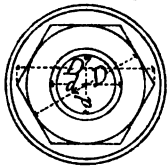
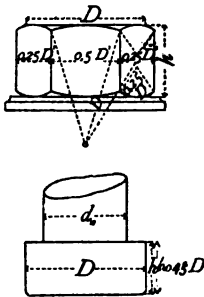


Fig. 431.



Die Höhe h der Mutter muß so bemessen werden, daß der Zug im Bolzen die Gewindegänge in der Mutter nicht ausseren kann, d. h. es muß mindestens

$$t d' \pi h = \frac{s' d'^2 \pi}{4}, \text{ also } h = \frac{1}{4} \frac{s'}{t} d' \text{ sein. Nimmt}$$

man Rücksicht darauf, daß etwa auf $\frac{1}{6}$ der abzuscheren- den Fläche das Material durch das Schneiden der Gewinde verletzt ist, so würde gefetzt werden müssen

$$h = \frac{6}{5} \frac{1}{4} \frac{s'}{t} d', \text{ und nimmt man im Mittel } d' = \frac{8}{10} d$$

und $\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}$ an, so ergibt sich $h = \frac{5 \cdot 4 \cdot 4 \cdot 10}{6 \cdot 5 \cdot 8} d = \frac{3}{10} d$.

Muttern dieser geringsten Höhe nutzen sich stark ab; man steigert die Höhe daher thatfächlich wohl bis $h = d$, und für solche Schrauben, die oft gelöst und wieder angedreht werden müssen, bis $h = D$. Hat der Bolzen keinen Zug, sondern nur Absicherung zu übertragen, so macht man h nie größer als $0,8 d$, da die Mutter dann ganz unbelastet ist. Eine gewöhnliche Mutterform zeigen

Fig. 429 u. 430, worin auch eine zur Vertheilung des Mutterdruckes auf eine große Fläche der Unterlage bestimmte Unterlegscheibe mit dargestellt ist.

Der Schraubenbolzen wird in der Regel am einen Ende mit Gewinde versehen; am anderen erhält er statt dessen einen festen Kopf, welcher meist ein Quadrat von der Seitenlänge D bildet und die Höhe $h = 0,45 D$ erhält (Fig. 431). In seltenen Fällen wird der Kopf sechseckig geformt.

Befondere Formen von Mutter und Kopf entstehen in folgenden Fällen.

Soll die Mutter nicht vor den verbundenen Theilen vorstehen, so setzt man sie in eine Vertiefung, welche so weit gemacht wird, daß die Wandstärke des am Ende ein entsprechendes sechseckiges Loch zeigenden Stockschlüssels aus Rundeisen mit doppeltem Handgriff darin Platz findet, oder man macht die Mutter kreisrund und giebt ihr in der Oberfläche 2 Löcher, um sie mit dem zweizinkigen Zirkelschlüssel in die gleich weite kreisrunde Vertiefung drehen zu können. Beim Andrehen der Mutter dreht sich der Bolzen leicht mit; man muß daher mittels eines Schraubenschlüssels am Kopfe, welcher deshalb die Maulweite D erhält, gegen halten. Geht dies nicht, so bringt man am unteren Schafttheile oder Kopfe geeignete Vorrichtungen zur Verhinderung der Drehung an.

Ist eine fest angezogene Schraube dauernd Erschütterungen ausgesetzt, so löst sich die Mutter allmählich von selbst, indem die Reibung zwischen Mutter und Bolzengewinde durch die Vibrationen überwunden wird. Man verwendet defs-

223.
Schrauben-
kopf.

224.
Befondere
Formen
von Mutter
und Kopf.

halb für die Bau-Constructionen geeignete Vorkehrungen gegen das Losdrehen der Muttern.

Wirken die Schrauben einfach auf Zug, so ist d'' nach den Gleichungen 117. u. 118. zu bestimmen, welche, wenn mehrere Schrauben die Last P übertragen, auch die Anzahl n derselben ergeben.

225.
Schrauben-
verbindungen.

Auf Abschörung ergibt sich der Bolzendurchmesser d'' für die Kraft P nach Gleichung 119. bis 121.; sind mehrere Bolzen des Durchmessers d'' zu verwenden, so ergibt sich die erforderliche Anzahl n aus:

$$n = \frac{4 P}{\pi t d''^2} \text{ für einschnittige Bolzen, } d'' \leq 2 \delta; \quad \dots \quad 122.$$

$$n = \frac{2 P}{\pi t d''^2} \text{ für zweischnittige Bolzen, } d'' \leq \delta; \quad \dots \quad 123.$$

$$n = \frac{P}{s'' \delta d''} \text{ für einschnittige Bolzen, } d'' > 2 \delta, \text{ und } \left. \begin{array}{l} \text{für zweischnittige Bolzen, } d'' > \delta. \end{array} \right\} \quad \dots \quad 124.$$

Wird der Bolzen des Durchmessers d'' zugleich auf den Zug S und die Abschörung T , d. h. schräg beansprucht, und bezeichnet d_s den dem Zuge S allein genügenden Rundeisen-Durchmesser, so mache man

$$d_{,,} = d_s \sqrt{\frac{1}{8} \left(3 + 5 \sqrt{1 + \left[\frac{2 T}{S} \right]^2} \right)}; \quad \dots \quad 115.$$

für $T = S$ wird $d_{,,} = 1,33 d_s$.

Die Gewichte der Schraubenbolzen werden mit Hilfe der Rundeisen-Tabelle fest gestellt, indem man zur reinen Bolzenlänge zwischen Kopf und Mutter

7 Bolzendurchmesser für sechseckige Muttern und Köpfe,
8 " " " viereckige " " "

hinzuzählt.

c) Bolzenverbindungen.

Für Bauzwecke ist der Anschluß von Rundeisenstangen mittels angestauchten oder angeschweißten Auges und cylindrischen Verbindungsbolzens an andere Theile, meist Bleche, von besonderer Wichtigkeit. Das Auge wird kreisförmig (Fig. 432) oder länglich (Fig. 433) geformt. Bezeichnet δ die geringere der Stärken der beiden Theile (Auge des Befestigungsbolzens und Anschlußblech), so ist auch hier für einschnittigen Anschluß

226.
Bedingungen.

$$\delta d_{,,} s'' \geq \frac{d_{,,}^2 \pi}{4} t$$

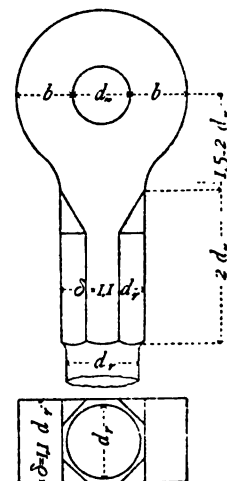
die Bedingung, daß Abschörung, nicht Lochlaibungs-Druck in Frage kommt; eben so für zweischnittigen Anschluß

$$\delta d_{,,} s'' = 2 \frac{d_{,,}^2 \pi}{4} t.$$

Hierin ist $\frac{s''}{t} = 1,9$ zu setzen, da in den Schraubenbolzen

meist nicht besseres Material steckt, als in den Rundeisen und Blechen, und es lauten demnach die obigen Bedingungen: Abschörung kommt in Frage bei einschnittigen Bolzen, wenn $d_{,,} \leq 2,4 \delta$, bei zweischnittigen Bolzen, wenn $d_{,,} \leq 1,2 \delta$. Ist $d_{,,}$ größer, so ist in beiden Fällen auf Lochlaibungs-Druck zu rechnen.

Fig. 432.



227.
Kreisförmiges
Bolzenauge.

Das kreisförmige Bolzenauge (Fig. 432) wird in der Regel dadurch hergestellt, daß man den voll mit s' beanspruchten Rundeisen-Durchmesser d_r in ein Achteck der Maulweite $\delta = 1,1 d_r$, dieses in ein Quadrat der Seite $\delta = 1,1 d_r$ und dieses in das kreisförmige Auge der Randstärke b und des Augendurchmessers $d_{,,}$ übergehen läßt.

Bezeichnet, wie früher, s' die zulässige Zugspannung, t die zulässige Scherspannung im Rundeisen, Verbindungsbolzen und Anschlußbleche, so kann man hier $\frac{s'}{t} = \frac{5}{4}$ setzen; wie früher ist auch im vorliegenden Falle der Lochlaibungs-Druck $s'' = 1,5 s'$ anzunehmen. Der Augendurchmesser muß nun sein:

$$d_{,,} = 1,1 d_r \quad \text{für einschnittige Bolzen, wenn sich } d_{,,} \leq 2,4 \delta, \quad . \quad . \quad 126.$$

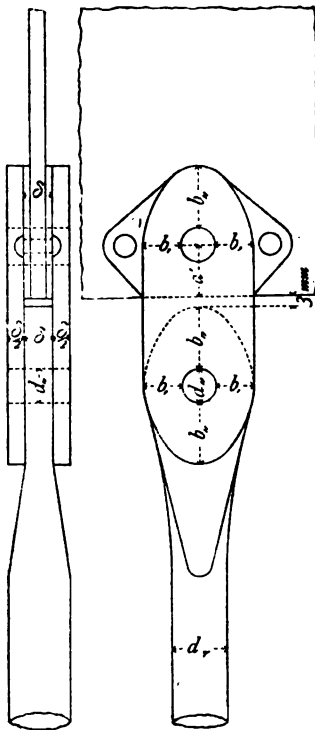
$$d_{,,} = 0,79 d_r \quad \text{für zweischnittige Bolzen, wenn sich } d_{,,} \leq 1,2 \delta, \quad . \quad . \quad 127.$$

$$d_{,,} = 0,52 d_r \quad \frac{d_r}{\delta} \quad \text{für einschnittige Bolzen, wenn sich } d_{,,} > 2,4 \delta \text{ und } \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \quad 128.$$

ergiebt.

Im Bolzenauge selbst ist $\delta = 1,1 d_r$; daher lautet für das Auge die Gleichung 128.: $d_{,,} = 0,48 d_r$. Bei der Benutzung dieser Formel ist für δ sowohl die Augentstärke, wie andererseits die Stärke des Theiles in Rücksicht zu ziehen, an welchen der Anschluß erfolgt.

Fig. 433.



Die Randbreite b des Auges ist gleich $0,79 d_r$ zu machen. Sollte irgend wo an die Rundeisenstange ein Schraubengewinde ange schnitten sein, so ist als d_r der innere Gewindedurchmesser d' einzuführen, für den hier jedoch nicht, wie in Gleichung 117., die zulässige Zugspannung auf 600 kg pro 1 qcm ermäßigt zu werden braucht.

In vielen Fällen ergibt sich für das kreisförmige Auge nach Fig. 432 eine Stärke δ , welche erheblich größer ist, als die desjenigen Theiles, an welchen der Anschluß erfolgt; der Durchmesser $d_{,,}$ ist dann nach der geringeren Stärke δ_1 dieses Theiles zu bemessen und wirkt auf die Bildung des Auges äußerst ungünstig ein. Man kann dann die Stärke δ im Anschlußbleche dadurch erreichen, daß man dasselbe durch einseitiges oder zweiseitiges Auflegen von Blechen um $\delta - \delta_1 = \delta_2$ verstärkt, muß aber diese Verstärkungen mit dem Anschlußbleche vor Auflegen des Auges oder seiner Laschen mit einer Anzahl von Niete n verbinden, welche nach Gleichung 83. bis 85. (S. 142) aus der Kraftgröße $\frac{P \delta_2}{\delta}$ zu ermitteln ist; diese Niete sind, so weit sie sich

ganz oder zum Theile in der Auflagerfläche des Auges oder der Laschen befinden, beiderseits zu versenken.

228.
Gabelförmiges
Doppelauge.

Der Anschluß solcher Theile soll stets zweiseitig, nur bei ganz untergeordneten gering belasteten Gliedern einschnittig erfolgen. Unmittelbar läßt sich der doppelte Anschluß nur erreichen, wenn man ein gabelförmiges Doppelauge mit einem Schlitz gleich der Dicke des Anschlußbleches an die Stange schweißst. Das Schmieden und Schweißen dieser Gabelaugen ist aber schwierig und theuer; es ist deshalb für Bau-

arbeiten dieser Anschluß entweder zu kostspielig oder unsolid. Nur bei gegossenen Druckgliedern ist die Verwendung dieser complicirten Form zulässig; bei schmiedeeisernen Theilen soll der Anschluß durch doppelte Laschung erfolgen, wobei man die Laschen mit der Stärke $\frac{\delta}{2}$ und nach der Form eines doppelten Auges (Fig. 433 u. 434) mit 3 mm Spielraum zwischen dem Stangenauge und dem Anschlußbleche ausbildet.

Häufig sind auch derartige Anschlüsse, in denen sich von der einen Seite die Augen zweier schwächeren, von der anderen das Auge einer stärkeren Zugfange ohne Mittelglieder auf den Bolzen hängen.

Werden mehrere Glieder durch einen Bolzen verbunden, so ist auch hier nach Maßgabe des in Art. 203 (S. 140) zu Fig. 411 u. 412 Gefagten darauf zu achten, daß die Biegungsspannungen im Bolzen durch zweckmäßige Anordnung der Theile zu einander thunlichst klein gehalten werden.

Das elliptische Bolzenauge (Fig. 433) wird fast immer verwendet, wenn es sich um den Anschluß von Flacheisen handelt, jedoch auch häufig in den Anschlüssen von Rundeisen. In beiden Fällen wird das Auge meist durch Stauchen und Aus Schmieden erzielt. Da man aber beim Aus Schmieden bezüglich der Augendicke δ von der Dicke des Flach- oder Rundeisens unabhängig ist, so wird man sie der Dicke des Anschlußtheiles anzupassen streben, sie aber jedenfalls so bemessen, daß der Gelenkbolzen von der Last P auf Lochlaibungs-Druck und Abscherung in gleichem Maße gefährdet wird. Man macht daher

$$d_{,,} = 2 \sqrt{\frac{P}{\pi t}} \text{ für einschnittige Abscherung, 129.}$$

$$d_{,,} = \sqrt{\frac{2P}{\pi t}} \text{ für zweischnittige Abscherung 130.}$$

und hiernach dann gemäß

$$\delta d_{,,} s'' = \frac{d_{,,}^2 \pi}{4} t \text{ für einschnittige,}$$

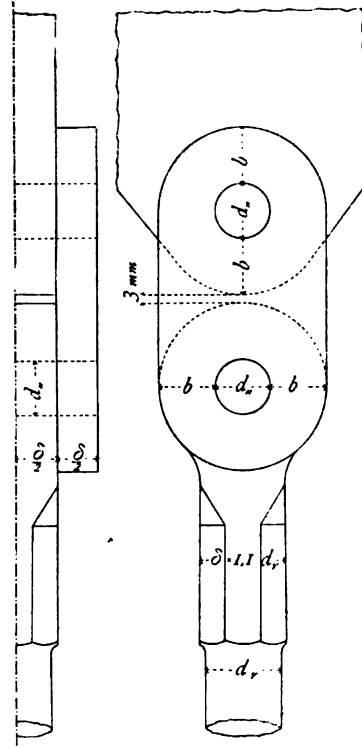
$$\delta d_{,,} s'' = 2 \frac{d_{,,}^2 \pi}{4} t \text{ für zweischnittige Bolzen, bei } s'' = 1,9 t,$$

$$\delta = 0,42 d_{,,} \text{ für einschnittige Bolzen, 131.}$$

$$\delta = 0,83 d_{,,} \text{ für zweischnittige Bolzen 132.}$$

Sollte der Anschlußtheil erheblich schwächer sein als δ , etwa δ_1 stark, so muß man ihn zunächst wieder durch gefondert aufgenietete, thunlichst beiderseitige Zulagebleche der Gesamtstärke $\delta_{,,} = \delta - \delta_1$ verdicken. Nimmt man diese Verdickung des zu schwachen Anschlußbleches nicht vor, so muß der Bolzendurchmesser auf Lochlaibungs-Druck im Anschlußbleche bemessen werden, und man erhält alsdann meist übermäßig weite Augen.

Fig. 434.

229.
Elliptisches
Bolzenauge.

Das Auge selbst wird nun meist so geformt, daß die Breite des Randes neben dem Auge b_1 auf die einfache Zugspannung s' berechnet der Last $\frac{3}{4}P$, die hinter dem Auge $b_{,,}$ der Last $\frac{5}{4}P$ entspricht. Es ergibt sich dann unter Benutzung der Gleichungen 129. bis 132., bei $s' = \frac{5}{4}t$,

$$b_1 = 1,12 d_{,,} \text{ für ein- und zweifchnittige Bolzen, 133.}$$

$$b_{,,} = 1,87 d_{,,} \text{ für ein- und zweifchnittige Bolzen 134.}$$

Beispiel. Eine Kraft von 5000 kg soll durch ein Rundeisen, welches am einen Ende ein Schraubengewinde trägt, am anderen an ein Anschlußblech von 1 cm Stärke abgegeben werden.

Der innere Gewindedurchmesser der Stange ist nach Gleichung 117., wenn dort wegen fehlender Torsion s' statt mit 600 mit 750 kg eingeführt wird, $d' = 0,2 + 2 \sqrt{\frac{5000}{\pi \cdot 750}} = 3,12 \text{ cm}$, wozu nach der *Witworth'schen* Scala (S. 153) als nächst größeres das Rundeisen Nr. 13 mit $d_r = 3,9 \text{ cm}$ Bruttodurchmesser gehört.

Der Anschluß erfolgt zweifchnittig durch doppelte Lafchung; es muß daher der Durchmesser des Anschlußbolzens nach Gleichung 130. $d_{,,} = \sqrt{\frac{2 \cdot 5000}{3,14 \cdot 600}} = 2,8 \text{ cm}$ sein, wenn $t = 600 \text{ kg}$ Abfcherungsspannung zugelassen werden.

Nach Gleichung 132. folgt weiter $\delta = 0,88 d_{,,} = 0,88 \cdot 2,8 = 1,9 \text{ cm}$; es muß also das Anschlußblech um 0,9 cm einseitig oder besser um 0,48 cm beiderseitig verstärkt werden. Es soll $\delta = 2 \text{ cm}$ gemacht, das Anschlußblech auf jeder Seite um 0,5 cm verstärkt werden.

Weiter wird noch nach Gleichung 133. $b_1 = 1,12 d_{,,} = 1,12 \cdot 2,8 = 2,9 \text{ cm}$ und nach Gleichung 134. $b_{,,} = 1,87 d_{,,} = 1,87 \cdot 2,8 = 4,8 \text{ cm}$.

Jede der beiderseitig aufzulegenden Lafchen wird nun 1 cm stark, und die Ausfchmiedung des Rundeisens in das glatte Auge muß so angeordnet werden, daß mindestens überall die volle Querschnittsfläche eines Kreises vom Durchmesser $d' = 3,12 \text{ cm}$ vorhanden ist.

Die Kraft, welche aus jeder Verstärkung an das Anschlußblech abgegeben werden muß, beträgt $\frac{5000 \cdot 0,5}{2} = 1250 \text{ kg}$. Die für jede Verstärkung einfnittigen Uebertragungsriete erhalten nach Gleichung 82.

(S. 142) $d = 2 \cdot 0,5 = 1 \text{ cm}$ Durchmesser, und ihre Anzahl ist nach Gleichung 83. $n = \frac{1250 \cdot 4}{1^2 \cdot 3,14 \cdot 750}$, wenn die Scherspannung im Riete zu 750 kg pro 1 qcm gesetzt wird, also $n = 2$. Die für die zweite Verstärkung gleichfalls einfnittigen, anderen Längenhälften dieser Bolzen bewirken dort den Anschluß, so daß 2 Riete zum Anschlusse beider Verstärkungen genügen. Im verstärkten Anschlußbleche braucht der Bolzen nur um das aus Gleichung 103. (S. 145) folgende Maß $a' = 2,8 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{t'} \right)$ abzustehen; für $\frac{s''}{t'} = 1,9$ ergibt sich $a' = 2,8 \left(\frac{1}{2} + \frac{1,9}{2} \right) = \text{rund } 3,8 \text{ cm}$. Die berechnete Anordnung ist in Fig. 433 dargestellt.

Die Befestigungsbolzen dieser Verbindungen ordnet man häufig ganz ohne Mutter, nur mit einem schwachen durchgesteckten Splinte, welcher bloß das Herausfallen des Bolzens zu verhindern hat, an.

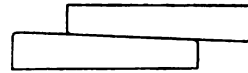
d) Keile und Splinte, Keil- und Splintverbindungen.

Der Unterschied zwischen Keilen und Splinten besteht darin, daß Splinte keine Abfcherungsspannung in Folge des Einsteckens oder Eintreibens erleiden, sondern nur nachträgliche Löfung der Verbindung verhindern, während Keile durch ihre Form beim Einsetzen in den verbundenen Theilen Spannungen erzeugen. Die regelmäßige Querschnittsform beider ist das Rechteck mit der größeren Seite in der Kraftrichtung; Splinte, welche überhaupt keine Spannungen erleiden, nur zufälliges

Lösen einzelner Theile verhindern sollen, werden meist als kreisrunde Stifte ausgebildet. Die rechteckigen Splinte unterscheiden sich von den Keilen durch die Längenanficht, welche bei ersteren rechteckig, bei letzteren des Keilanzuges wegen trapezförmig ist; der Anzug beträgt gewöhnlich $\frac{1}{25}$ bis $\frac{1}{20}$ der Länge; nur wenn man eine selbstthätige Lösung durch besondere Vorkehrungen verhindert, macht man ihn größer, etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{6}$ der Länge.

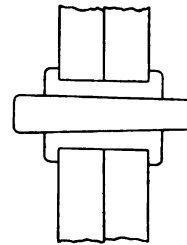
Da ein einfacher Keil seiner Form wegen im rechteckigen Loche immer nur mit einer Kante anliegen kann und hier Zerstörungen hervorruft, und da man diesen Mangel aber auch durch entsprechend trapezförmig hergestellte Keillöcher nicht ganz beseitigen kann, so verwendet man für schwere Constructionen gern Doppelkeile, welche stets parallele Kanten geben (Fig. 435), oder dreifache Keile, deren beide Aufsentheile die zu verbindenden Theile mit Nasen umfassen (Fig. 436). Es muß dabei die Summe der Nasenbreiten kleiner sein, als der kleinste Abstand zwischen den Aufsentheilen, da sonst die Aufsentheile nicht eingebracht werden können.

Fig. 435.



Bei mehrfachen Keilen nennt man die Theile, welche die zu verbindenden Stücke mit Nasen umfassen, Nasenkeile, den eigentlichen Treibkeil Setzkeil. Die Kanten des einen Keilstückes, welche sich auf der schrägen Fläche des anderen zu bewegen haben, rundet man etwas ab, damit kein Einfressen vorkommt.

Fig. 436.



Der rechteckige Querschnitt der Keile und Splinte wird wohl beiderseits nach einem Halbkreise abgerundet, damit die verbundenen Theile eben so beansprucht werden, wie durch Niet- oder Schrauben- oder Befestigungs-Bolzen.

Um die Keile nachträglich nachziehen zu können, macht man die Keillöcher in den zu verbindenden Theilen etwas zu lang, so daß sie auf der unbelasteten Seite nicht ganz am Keile anliegen.

Um selbstthätiges Lösen der Keile zu verhindern, steckt man bei einfachen Keilen einen Splint durch ein Bohrloch am dünnen Ende oder durch die verbundenen Theile und den Keil gemeinfam, in welchem Falle man behufs Erleichterung späteren Nachziehens auch eine kleine Druckschraube verwenden kann. Doppelkeile und dreifache können sich nicht lösen, wenn die Theile nachträglich fest mit einander verbunden werden.

Rechteckige Keile, bzw. Splinte vorausgesetzt, muß unter dem Zuge P die Stange neben dem Keile eben so leicht abreißen, wie die beiden Keil-Endflächen, und eine der in den Keilflanken liegenden Ebenen im hinteren Stangenkopfe ab-, bzw. ausgeschoren werden; schließlich darf der Lochlaibungs-Druck s'' hinter dem Keile das zulässige Maß nicht überschreiten. Die vorletzte Annahme macht man, weil die Keile selten so genau passen, daß sie mit ihrer ganzen Fläche gleichmäßig im Loche anliegen; meist muß eine Kante die Last vorwiegend tragen.

Es sei, wie früher, t die zulässige Scherspannung im Keile und in der Stange, s' die zulässige Zugspannung in letzterer. Für das Rundeisen (Fig. 437) ergeben sich folgende 4 Gleichungen:

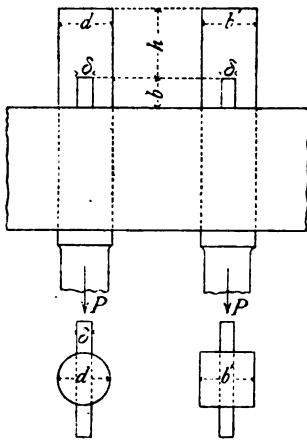
$$\left(\frac{d^2 \pi}{4} - d \delta\right) s' = P, \quad 2 b \delta t = P, \quad d h t = P \quad \text{und} \quad d \delta s'' = P;$$

231.
Berechnung
der Keile
und Splinte.

Fig. 437.

Fig. 438.

daraus folgt:



$$\left. \begin{aligned} \delta &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P \pi}{s''} \frac{1}{1 + \frac{s''}{s'}}}, \\ d &= 2 \sqrt{\frac{P}{\pi s''} \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}, \\ b &= \sqrt{\frac{P}{\pi t} \frac{s''}{t} \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}, \\ h &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P \pi}{t} \frac{s''}{t} \frac{1}{1 + \frac{s''}{s'}}}. \end{aligned} \right\} \dots 135.$$

Soll z. B. eine eiserne Stange mittels eisernen Keiles 3500 kg tragen, so ist $\frac{s''}{t} = 1,9$ und $\frac{s''}{s'} = 1,9$ zu setzen, und macht man $s' = 800$ kg, so ist $t = 640$ und $s'' = 1200$ kg. Gleichung 135. liefert alsdann folgende Werthe:

$\delta = 0,98$ cm, $d = 3,08$ cm, $b = 2,88$ cm und $h = 1,81$ cm, welche für die Ausführung abgerundet werden.

Für das Quadrateisen (Fig. 438) lauten die Gleichungen:

$b'(b' - \delta) s' = P$, $2 b \delta t = P$, $b' h t = P$ und $b' \delta s'' = P$, und daraus folgt:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \sqrt{\frac{P}{s' + s''} \frac{s'}{s''}}, & b' &= \sqrt{P \frac{s' + s''}{s' s''}}, \\ b &= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{P}{s'} \frac{s' + s''}{t} \frac{s''}{t}}, & h &= \sqrt{\frac{P}{s' + s''} \frac{s'}{t} \frac{s''}{t}}. \end{aligned} \right\} \dots 136.$$

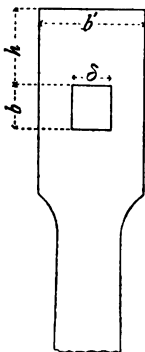
Für obiges Beispiel giebt Gleichung 136. die Werthe:

$\delta = 1,08$ cm, $b' = 2,7$ cm, $b = 2,88$ cm und $h = 2,09$ cm.

Meistens wird man die Enden der Eisen vor Herstellung des Loches behufs Ausführung obiger Mafse etwas anstauchen, so dafs die Abmessungen d und b' nicht in der ganzen Stange durchgeführt zu werden brauchen, sondern auf die der Fläche $\frac{P}{s'}$ entsprechenden Mafse vermindert werden können (Fig. 437 u. 438).

Für das Flacheisen (Fig. 439) des Querschnittes $\frac{P}{s'}$ und der Dicke δ' ergeben

Fig. 439.



sich die Mafse im Keilanschlusse aus den 4 Gleichungen:

$(b' - \delta') \delta' s' = P$, $2 b \delta t = P$, $h \delta' t = P$ und $\delta \delta' s'' = P$, woraus folgt:

$$\delta = \frac{P}{s'' \delta'}, \quad b' = \frac{P}{\delta'} \frac{s' + s''}{s' s''}, \quad b = \frac{\delta'}{2} \frac{s''}{t}, \quad h = \frac{P}{t \delta'}. \quad 137.$$

Soll z. B. eine Flacheisenstange von $\delta' = 1,5$ cm Dicke eine Last von 5000 kg bei den obigen Spannungsverhältnissen tragen, so wird nach Gleichung 137. $\delta = 2,74$ cm, $b' = 7$ cm, $b = 1,48$ cm und $h = 5,3$ cm. Die Stangenbreite selbst ist $\frac{5000}{800 \cdot 1,9} = 4,9$ cm.

Es wird nun nach diesen Gleichungen für gleiche Sicherheit in allen Theilen für Flacheisen fast regelmäfsig, für Rund- und Quadrateisen häufig die Keilbreite b so gering, dafs man sie für die Aus-

führung über das berechnete Maß hinaus vergrößern muß; es find dann alle anderen Maße beizubehalten; der ganze Anschluß ist aber um das Maß, das dem theoretischen b zugesetzt wurde, zu verlängern.

Die Vergrößerung von b wird immer nöthig bei Doppelkeilen und dreifachen Keilen, weil sonst die einzelnen Theile unausführbar geringe Breitenabmessungen erhielten. Man macht

$b = 3 \delta$ bis 4δ für Doppelkeile und

$b = 4 \delta$ bis 5δ für dreifache Keile.

Selbstverständlich muß der Keil an beiden Seiten des angeschlossenen Theiles so viel Auflagerlänge haben, daß auch hier der zulässige Flächendruck auf den stützenden Theilen nicht überschritten wird.

Sehr häufig werden Keilanschlüsse, namentlich mit abgerundeten Keilen, auch nach den zu Fig. 432 bis 434 gegebenen Regeln ausgeführt, indem man die Augen um so viel verlängert, wie die Keillänge b den zu den Figuren gehörenden Bolzendurchmesser d'' übertrifft.

2. Kapitel.

Verlängerung von Eisentheilen.

Die Verlängerung von Eisentheilen kommt hier nur für Schmiedeeisen-Constructionen in Frage.

232.
Allgemeine
Regeln.

Die Verlängerung einfacher Querschnitte in Schmiedeeisen ist zum Theile bereits bei den Verbindungen durch Niete (Fig. 407 bis 410), Schrauben (Fig. 433 u. 434) und Keile (Fig. 437 bis 439) behandelt worden, da alle dort für Anschlüsse an anderweitige Theile gegebenen Formen auch für den Zusammenschluß gleichartiger Theile verwendet werden können.

Die bei Verlängerungen zu beobachtenden allgemeinen Regeln sind folgende:

1) Die Mittelkraft aller Spannungen muß in sämmtlichen Theilen der Verbindung in die Schwerpunktsaxe der verbindenden und verbundenen Theile fallen.

2) Derjenige Querschnitt der verlängerten, bzw. verbindenden Theile, welcher durch die bei fast allen Verbindungen nöthige Lochung am meisten geschwächt ist, muß auch den vom ganzen Gliede verlangten Sicherheitsgrad besitzen. Es muß daher entweder das ganze Glied um die Verschwächung in der Verbindung mit Rücksicht auf das bei den Nietungen (in Art. 200, S. 138 u. 216, S. 148) Gefagte verstärkt werden, oder man muß dem Theile ein besonders geformtes Verbindungsglied anschweißen oder anstauchen, wie in Fig. 433, 434, 437 u. 438.

3) Die verbindenden Theile: Niete, Schrauben, Keile etc., sollen in sich auf Abseherung, Biegung und Lochlaibungs-Druck denselben Sicherheitsgrad besitzen, wie die verbundenen Theile an der schwächsten Stelle. Bezeichnet s'_a die zulässige Normalspannung in den verbundenen Theilen und etwaigen Laschen, s'_b in den verbindenden, s'' den zulässigen Lochlaibungs-Druck, t die zulässige Scherspannung in den verbindenden, t' in den verbundenen Theilen und Laschen, so kann man nach den gemachten Erfahrungen folgende Verhältnisse dieser Spannungsgrößen einführen, wenn die verbindenden Theile als aus besonders gutem Materiale hergestellt angenommen werden:

$$\frac{s'_b}{s'_a} = 1,25, \quad \frac{t}{s'_a} = 1, \quad \frac{t'}{s'_a} = 0,8 \quad \text{und} \quad \frac{s''}{s'_a} = 1,5. \quad . \quad . \quad . \quad 138.$$

4) Die verbundenen Theile müssen hinter der Lochung für die verbindenden noch stark genug sein, um nicht auszureißen, bezw. ausgeschert zu werden.

5) Bei Verlängerung gedrückter Glieder rechnet man selten auf Kraftübertragung durch Flächendruck; meist macht man die verbindenden Theile, wie bei Zug, stark genug zur Uebertragung der ganzen Kraft.

Nach diesen Regeln lassen sich die Verlängerungen eintheiliger Querschnitte unter Benutzung der im vorhergehenden Kapitel gegebenen Formeln stets ausführen.

Nietverbindungen kommen hauptsächlich bei Verlängerung von Flacheisen, Profileisen und Eisentheilen zusammengesetzten Querschnittes, Keile fast nur bei Verlängerung von Flacheisen, Schrauben bei Verlängerung von Rundeisen zur Anwendung. Bei Flacheisen sind früher vielfach, gegenwärtig seltener auch noch andere Verbindungsweisen benutzt.

a) Verlängerung von Flacheisen und Rundeisen.

233.
Verlängerung
von
Flacheisen.

Für die Verlängerung von Constructionstheilen, die aus Flacheisen gebildet sind, werden hauptsächlich die nachstehenden Mittel verwendet.

1) Klammerverbindung (Fig. 440⁸⁵⁾. Eine nach Art der Holzklammern (siehe Art. 121, S. 96) gefaltete Klammer bewirkt die Vereinigung der beiden zu verbindenden Theile; an einem der letzteren ist ein Haken, am anderen ein Auge angeschmiedet; eben so ist die Klammer am einen Ende mit einem Haken, am anderen mit einer Oese versehen⁸⁶⁾.

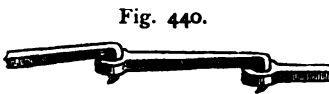


Fig. 440.

2) Splintverbindung, deren Anordnung aus Fig. 441 u. 442⁸⁵⁾ ohne Weiteres ersichtlich ist.

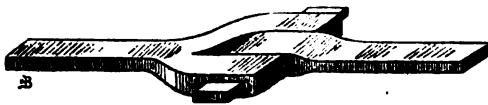


Fig. 441.

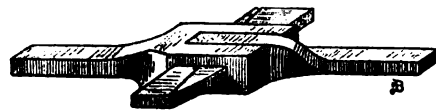


Fig. 442.

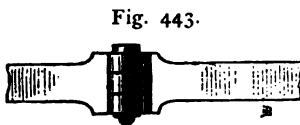


Fig. 443.

3) Gelenkbolzen- oder Charnier-Verbindung (Fig. 443), deren Bolzen mit oder ohne Schraubengewinde gebildet ist.

4) Keil-, bezw. Splintverbindung unter Zuhilfenahme von Ringen. An die Enden der zu verbindenden Theile werden Nafen angeschmiedet; die in entgegengesetztem Sinne angeordneten Nafen werden in der durch Fig. 444 u. 445⁸⁵⁾ veranschaulichten Weise

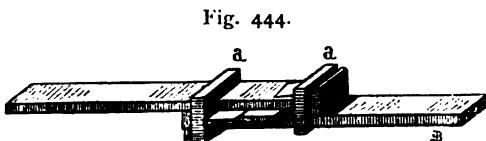


Fig. 444.



Fig. 445.

⁸⁵⁾ Facf.-Repr. nach: *Gazette des arch.* 1873, S. 76 u. 77.

⁸⁶⁾ Diese Verbindungsweise ist von Pierre de Montreuil in der *Sainte-Chapelle* zu Paris in Anwendung gekommen die Verbindungsklammern sind nach Art der Ketten in größerer Zahl an einander gereiht.

an einander gelegt und durch Keile, bezw. Splinte aus einander gehalten; zwei eiserne Ringe *a* haben die Lösung der Verbindung zu verhüten.

Bei den in Fig. 444 u. 445 dargestellten Verbindungen sind noch besondere Hilfsstücke erforderlich; wo Keile in Anwendung sind, ist ein Anspannen des betreffenden Constructionstheiles möglich.

Fig. 446.



Fig. 447.



5) Verzahnung (Fig. 446 u. 447⁸⁵). Auch hier wird häufig das Umlegen von zwei Eifenringen um die Verbindungsstelle nothwendig.

6) Vernietung. Bei Verlängerung von Flacheisen kommt der einseitige oder doppelte Anschluß, bezw. die einfache oder doppelte Verlaschung (siehe Art. 212 bis 215, S. 146 bis 148) zur Verwendung.

Diese Verbindungen sind bis auf die unter 6 angeführten Vernietungen den altgewohnten Holzverbindungen nachgebildet, deren Gestalt sie gröfsten theils mit unwesentlichen Veränderungen beibehalten haben. Sie können heute als veraltet angesehen werden, da sie fast durchweg durch die Verbindungen unter 6 und die im Nachfolgenden zu besprechenden verdrängt sind; nur die unter 3 angeführte Verbindung findet sich noch häufig bei Thür-, Fenster- und Kastenbeschlägen. Der Grund des Verschwindens dieser früher meist verwendeten Verbindungen liegt darin, daß ihre Form dem Wesen des Eisens wenig entspricht und daher hohe Herstellungskosten verursacht.

Die geschweißten Augen, wie in Fig. 441, sind wegen der Schweißung unzuverlässig; eben so bedingen Gabelungen, wie in Fig. 441 u. 442, ganz besonders sorgfältige Herstellung, und die in Fig. 441, 442, 444, 445, 446 u. 447 verwendeten Einschnitte für Keile sind in der erforderlichen Gestalt nur mittels der Feile herzustellen, daher vergleichsweise sehr theuer.

Sollen Constructionstheile, die aus Rundeisen gebildet sind, verlängert werden, so kann dies im Wesentlichen in dreifacher Weise geschehen:

1) Der eine der zu verbindenden Theile wird in eine Oese, der andere in einen Haken ausge schmiedet, welch letzterer nach Art der Kettenhaken gestaltet wird (vergl. Fig. 440).

2) Man benutzt die im vorhergehenden Kapitel (unter c) vorgeführten Bolzenverbindungen bei doppeltem Anschluß oder doppelter Laschung (siehe Art. 226 bis 229, S. 155 bis 158).

3) Es wird ein sog. Spannschloß (Fig. 448) angewendet. Dasselbe besteht aus zwei vereinigten Muttern mit Gegengewinde, welche die mit Gewinde versehenen Enden von zwei Rundeisenstangen aufnehmen und durch starkes Anziehen die Erzielung von Anfangsspannungen in solchen Theilen gestatten, von denen man Straffheit schon vor der Belastung verlangt.

Fig. 448.



234.
Verlängerung
von
Rundeisen.

b) Verlängerung von Profileisen und Eisentheilen zusammengesetzten Querschnittes.

Für Constructionstheile, die aus einzelnen oder mehreren Profileisen bestehen, kommen fast ausschließlich Vernietungen in Frage. Es kommen zur Anwendung:

235.
Verlängerung
von
Profileisen.

Fig. 449.

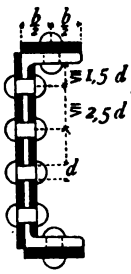
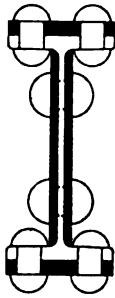


Fig. 450.



1) Für Winkelisen die bereits in Art. 218 (S. 149) angegebenen Lafschungen.

2) Kreuzeisen werden durch doppelte Verlaschung eines jeden der 4 Schenkel verbunden; dieses Verfahren ist un bequem und selten.

3) **L**-Eisen werden mittels doppelter Lafschung des Steges und einfacher Lafschung der Flansche gestossen (Fig. 449).

4) Das **I**-Eisen wird wie das **L**-Eisen gestossen (Fig. 450).

5) Das **T**-Eisen wird mittels doppelter Lafschung des Steges und einfacher äußerer Lafschung des Flansches gestossen; im Uebrigen wird dieser Stofs selten nothwendig.

6) Das **Z**-Eisen wird wie die vorhergehenden gestossen; es hat indeß der Stofs von **Z**-Eisen meist nur als Auflager des einen Stückes zu dienen und beschränkt sich dann auf die doppelte Lafschung des Steges.

Bei der Berechnung dieser Verbindungen sind folgende Punkte im Auge zu behalten.

236.
Berechnung
dieser
Verbindungen.

Die Berechnung darf nicht für den Querschnitt im Ganzen aufgestellt, sondern muß für jeden Theil (Steg, Flansch etc.) gefondert durchgeführt werden, damit nicht die Verbindung in einem Theile zu stark, im anderen zu schwach wird. Die Verbindungstheile (Niete, Bolzen, Keile) müssen in gleichartigen Theilen des Querschnittes in dieselbe Schnittebene, in verschiedenen Theilen können sie in verschiedene Schnittebenen gebracht werden, damit der Querschnitt, so weit als möglich, durch die Lochung keine Schwerpunktsverlegung erfährt. Beim **T**-, **L**- und **I**-Eisen ist dies nicht immer durchzuführen.

Liegt der Stofs in einem gedrückten Theile, welcher wegen des erforderlichen Widerstandes gegen Zerknicken eine Verstärkung gegenüber dem nur auf Druck nöthigen Querschnitte erfahren hat, in der Nähe der Mitte, so muß die Verbindung unter Zugrundelegung des voll belastet gedachten, verstärkten Querschnittes berechnet werden; liegt der Stofs aber in der Nähe des Endes, wo die Gefahr des Zerknickens gering ist, so braucht die Verbindung nur auf die gleichförmig über den ganzen Querschnitt vertheilt gedachte, wirklich vorhandene Drucklast bemessen zu werden (vergl. Art. 200, S. 138).

Für Theile, welche Spannungswechseln ausgesetzt sind und daher nach den neueren Methoden mit Rücksicht auf die *Wöhler'schen* Versuchsergebnisse⁸⁷⁾ bemessen sind, empfiehlt es sich, gleiche Spannungsermäßigungen auch in den Verbindungen eintreten zu lassen. Dies geschieht von selbst, wenn man die Verbindungstheile nicht mit absoluten Spannungswerthen, sondern, vom verschwächten Querschnitte der zu verbindenden Theile ausgehend, mit den Verhältniszahlen der Spannungswerthe in Gleichung 138. (S. 162) berechnet.

Uebrigens zeigt Fig. 450 ganz besonders deutlich, wie ungünstig solche Profile durch Stöße beeinflusst werden. Obwohl für den Flansch besonders dünne Niete benutzt sind, ist doch fast der ganze Flansch durch die Löcher beseitigt, und die Köpfe der Flanschniete sind so nahe an die Stegflanschen gerückt, daß sie kaum ausgebildet werden können. Man thut daher gut, Verlängerungen solcher Profileisen ganz zu vermeiden.

⁸⁷⁾ Siehe Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuchs«, Art. 283 (S. 248).

Für die zusammengesetzten Querschnitte gelten sowohl die allgemeinen, wie auch die für mehrtheilige Profile im Vorstehenden gegebenen Regeln.

Man legt zwischen die Theile zusammengesetzter Querschnitte gern offene Schlitzte von solcher Breite, daß an den Stoßstellen entsprechend starke Laschen für die inneren Theile direct auf diese eingelegt werden können. Diese Methode führt zu bequemen und gut wirkenden Verbindungen, hat aber den wesentlichen Nachtheil, daß die engen, langen Schlitzte nicht genügend gereinigt und im Anstriche erhalten werden können. Bei Theilen, welche der Witterung oder Feuchtigkeit (z. B. Dampf) ausgesetzt sind, sieht man daher von dieser bequemen Anordnung zweckmäßiger Weise möglichst ab.

Von wesentlichem Einflusse auf die Stoßanordnungen ist die Frage, ob man alle Theile des ganzen Querschnittes in einer und derselben Ebene oder ob man einzelne Gruppen der Theile in verschiedenen Ebenen stützt, d. h. ob man fog. Universalstöße oder versetzte Stöße anordnet.

Die Verwendung des Universalstoßes hat den Vortheil, daß die zwischen zwei Stößen liegenden Gliedtheile in der Fabrik vollkommen fertig gestellt werden können, so daß bei der Aufstellung nur die Stoßverbindungsstücke einzufügen sind; allein das Durchschneiden aller Theile an einer Stelle ist der gleichmäßigen Widerstandsfähigkeit aller Querschnitte des betreffenden Bauteiles besonders schädlich.

Hat man die Stöße versetzt, so können die überragenden Enden der Gruppen erst nach dem Zusammenlegen verbunden werden; es ergibt sich also viel Arbeit auf der Baustelle selbst, aber zugleich eine gleichmäßigere Widerstandsfähigkeit.

Universalstöße wird man demnach anbringen, wenn es sich um schnelle und bequeme Aufstellung handelt, namentlich dann, wenn an bestimmten Stellen der Glieder verminderte Festigkeit zulässig erscheint oder leicht eine Verstärkung durch anderweitige Constructionstheile (z. B. große und starke Knotenbleche) erzielt werden kann; versetzte Stöße dagegen, wenn es bei langen Constructionstheilen auf thunlichst gleichmäßige Festigkeit in allen Querschnitten in erster Linie ankommt und die nachträgliche Verbindung der überstehenden Theile auf der Baustelle keine erheblichen Schwierigkeiten verursacht.

Die einfacheren Formen zusammengesetzter Querschnitte sind die folgenden.

1) Das mehrfache Flacheisenband. Ist ein Schlitz darin vorhanden, so erfolgt die Verbindung durch eine eingelegte Lasche; bei Universalstoß muß der Schlitz die doppelte Stärke des einzelnen Bandes haben, bei versetztem Stoße die einfache. Bei versetztem Stoße muß selbstverständlich zwischen den beiden Stoßstellen die Zahl der für den Stoß nöthigen Verbindungstheile (Niete, Bolzen) doppelt vorhanden sein.

Ist kein Schlitz angeordnet, so erfolgt die Verbindung für Universalstoß durch beiderseits, für versetzten Stoß durch einseitig aufgelegte Laschen von der Stärke der Bänder.

Soll von mehreren unmittelbar auf einander liegenden Bändern eines der inneren gestoßen werden, so muß man die Stoßlasche ein- oder zweiseitig auf die äußersten Bänder legen. Man hat sich dann aus den nicht gestoßenen Bändern das in Fig. 451 veranschaulichte Laschen-System herausgeschnitten zu denken, worin die Länge der eigentlichen Außenlaschen nach jeder Seite des

237.
Verlängerung
zusammen-
gesetzter
Querschnitte.

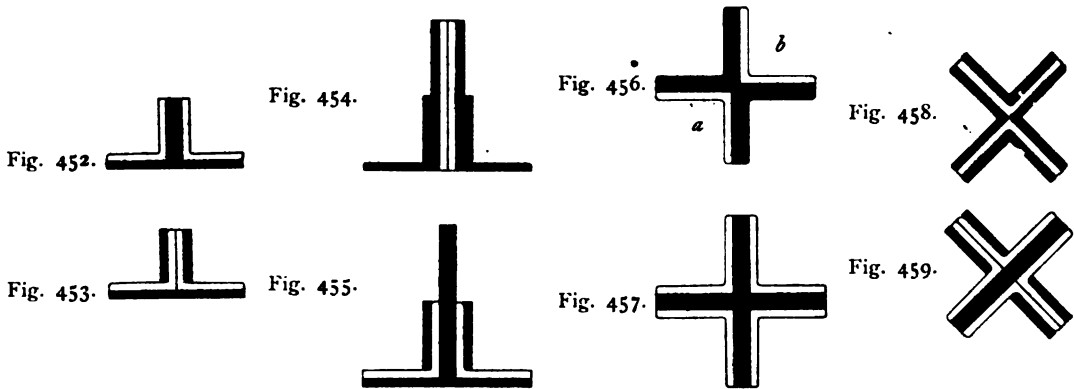
238.
Einfachere
Verlängerungen
dieser Art.

Fig. 451:

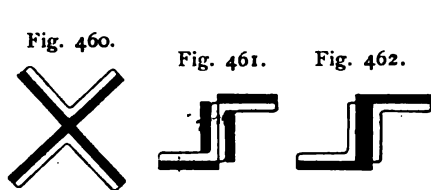


Stoßes sich aus derjenigen Anzahl von Verbindungstheilen ergibt, welche einmal mehr diejenige Anzahl enthält, welche zur Uebertragung der im gestoßenen Bande wirkenden Kraft erforderlich ist, als Bänder zwischen dem gestoßenen Bande und der Lasche liegen; in Fig. 451 sind 2 Nietreihen für die Kraftübertragung und 2 Platten zwischen Stoß und Lasche angenommen; die Zahl der Nietreihen zu jeder Seite des Stoßes beträgt also: $2(2 + 1) = 6$.

2) Der aus Profileisen und Blechen zusammengesetzte T- und +-förmige Querschnitt. Fig. 452 u. 453⁸⁸⁾ zeigen T-förmige Querschnitte aus 2 Winkeleisen, und zwar Fig. 452 die Stoßanordnung für Universalstoß, wenn ein Schlitz angeordnet ist, Fig. 453, wenn dieser fehlt. Die Verbindung der Winkeleisen außerhalb der Laschen geschieht in Fig. 452 durch Stehniete mit der Theilung $\geq 15d$, in Fig. 453 durch Heftniete mit der Theilung $\geq 8d$.



In Fig. 454 u. 455 sind T-förmige Querschnitte aus Winkeleisen und Blechen dargestellt, bei denen der Universalstoß sehr unbequem werden würde. Fig. 454 zeigt den Stoß der Bleche, Fig. 455 den der Winkeleisen an versetzter Stelle. Fig. 456 bis 459 geben die Anordnung einiger +-förmigen Querschnitte aus 4 Winkel-eisen; sind Schlitzte angeordnet, so erfolgt die Verbindung der Winkeleisen unter einander durch wechselweise Einlegung von Blechstreifen in den einen und den anderen Schlitz in Abständen $\geq 15d$; fehlen die Schlitzte, so werden Heftniete in Abständen $\geq 8d$ in den Schenkeln eines Winkeleisens versetzt eingezogen. Im Besonderen stellt Fig. 456 den versetzten Stoß des +-förmigen Querschnittes in den Winkeleisen *a* und *b* mit schmalen Schlitzte, Fig. 457 den Universalstoß desselben bei breitem Schlitzte, Fig. 458 den versetzten Stoß eines geschlossenen und Fig. 459 den Universalstoß eines halb geschlossenen Kreuzquerschnittes dar. Aus diesen Beispielen folgen die übrigen Arten dieses Querschnittes. Liegen Bleche zwischen den Winkeleisen, so ist Universalstoß oder versetzter Stoß nach Fig. 458 anzuwenden.



3) Der Kreuzquerschnitt aus 2 Winkeleisen muß stets zwei Schlitzte haben, da die Verbindung der Winkeleisen nur durch eingelegte Blechstäbe erfolgen kann. Es wird daher Universalstoß (Fig. 460) angeordnet.

4) Der Z-förmige Querschnitt aus

⁸⁸⁾ In Fig. 458 bis 462 sind durchlaufende Theile schwarz gekennzeichnet, Laschen schraffirt, gestoßene Theile weiß gelassen.

2 Winkeleisen kann offen mit Stehnieten oder geschlossen mit Heftnieten angeordnet sein. In beiden Formen erhält er am besten Universalstoß (Fig. 462 u. 461).

Nach diesen einfachen Beispielen lassen sich auch complicirtere Querschnitte behandeln. Bei diesen ist noch mehr, als bei den obigen mehrtheiligen Querschnitten, die Regel von Wichtigkeit, daß man den Querschnitt für die Berechnung in seine einfachen Theile (Bänder, Platten, Winkelschenkel, Stege und Flansche von L-Eisen etc.) zerlegen, für jeden den auf ihn entfallenden Antheil der den ganzen Constructionstheil beanspruchenden Kraft ermitteln und auf dieser Grundlage die Verbindung für jeden Theil für sich berechnen soll. Rechnet man für größere Gruppen von Querschnittstheilen die nöthige Stärke der Verbindung im Ganzen aus, so wird man meist die Verbindung für einzelne Theile der Gruppe zu stark, für andere zu schwach ausbilden.

239.
Complicirtere
Verlängerungen
dieser Art.

Sollen Theile von verschiedener Querschnittsgröße vereinigt werden, so ist die Verbindung auf den schwächeren einzurichten; denn da kein Theil mehr als die seinem Querschnitte entsprechende Kraft tragen soll, so darf aus einem stärkeren Theile stets nur so viel Kraft an den schwächeren abgegeben werden, als dem Querschnitte des letzteren entspricht, und auf diese Abgabe braucht demnach die Verbindung nur bemessen zu sein.

3. Kapitel.

Eckverbindung, Endverbindung und Kreuzung von Eisentheilen.

Die in diesem Kapitel zu besprechenden Verbindungen sind so mannigfaltiger Art, daß nur eine Reihe von Beispielen vorgeführt werden kann.

240.
Uebersicht.

Die Berechnung dieser Verbindungen erfolgt auf Grund der Regeln, welche für Vernietungen, Verschraubungen und Keilverbindungen im 1. Kapitel gegeben wurden.

Die nachstehenden Beispiele sind nicht typische Formen; die gewählten Anschlüsse können meist auch für eine Reihe anderer Fälle ausgeführt, namentlich können meist die Niete durch Schrauben ersetzt werden.

a) Eck- (L-) Verbindungen.

1) Verbindung zweier Flacheisen (Fig. 463 bis 467). Bei der Verbindung in Fig. 463 ist das eine der beiden Flacheisen umgeschmiedet und hierauf mit dem zweiten vernietet; diese häufig angewendete Rahmenverbindung ist gegen Zug nur wenig widerstandsfähig.

241.
Flacheisen.

In Fig. 464 ist zur Verbindung eine gebogene Lasche aufgelegt, so daß die Innenseite glatt bleibt; soll innen keine Unebenheit vorhanden sein, so müssen die Niete innen versenkt werden. Die Lasche kann auch innen liegen (vergl. Fig. 478).

Fig. 463.

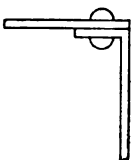


Fig. 464.

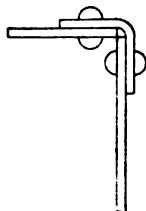


Fig. 465.

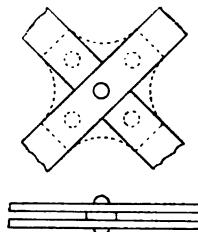
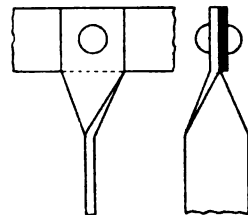


Fig. 466.



Flach liegende Eifen können nach Fig. 465 verbunden werden; soll dabei Drehung um den einen Niet verhindert werden, so füge man zwischen die Flacheifen

Fig. 467.

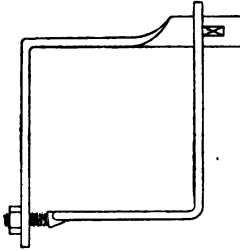
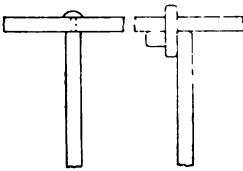


Fig. 468.

Fig. 469.



242.
Quadrat-
und
Rundeifen.

243.
L-Eifen.

ein Knotenblech ein, welches das Einfsetzen eines zweiten Nietes in jedes Eifen, wie z. B. in Fig. 472 u. 476, gestattet. Werden hochkantig stehende Flacheifen bloß durch Niete verbunden, so wird ein Verdrehen des einen, bezw. beider, wie in Fig. 466, erforderlich.

Fig. 467 zeigt die Eckverbindungen eines Klemmbandes für mehrtheilige Holzstiele unter Verwendung von Keil- und Schraubenverbindung. Für Keile muß das Band von vornherein entsprechend breit gewählt und verdreht werden; für Schraubengewinde wird ein Zusammenschweißen von Flach- und Rundeifen nöthig.

2) Für Quadrateifen und Rundeifen sind Verbindungsarten in Fig. 468 u. 469 dargestellt, welche auch für T-Verbindungen brauchbar sind. Soll die Ecke glatt fein, so wird man sie durch Umbiegen, bezw. Umschmieden gerader Eifen herstellen.

3) Winkeleifen. Eine völlig glatte Ecke (Fig. 470) wird erzielt, wenn man aus dem einen Schenkel ein dem Eckenwinkel entsprechendes Dreieck herauschneidet, den anderen umbiegt und die Fuge wieder zuschweifst. In Fig. 471 ist der eine Schenkel so weit beseitigt, daß man den anderen zur Verbindung benutzen kann; die Verbindung wird aber wenig steif.

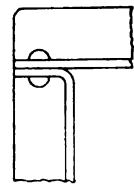
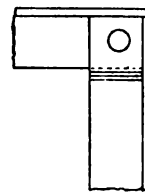
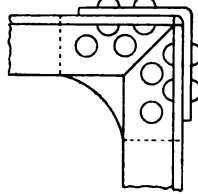
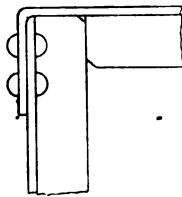
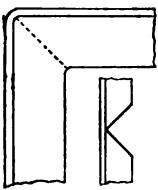
Fig. 470.

Fig. 471.

Fig. 472.

Fig. 473.

Fig. 474.



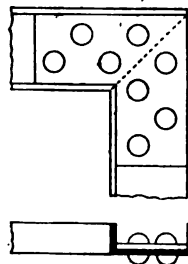
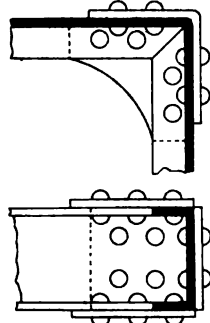
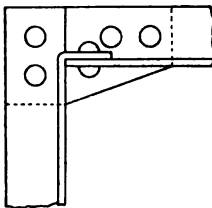
Eine bessere Verbindung entsteht durch besondere Laschung jedes Schenkels mit zwei Blechen (Fig. 472), von denen das eine ausgeschnitten, das andere umgebogen werden muß; beide Laschen sind bequemer und besser ausßen, als innen anzubringen.

Die Verbindung in Fig. 473 bedingt Kröpfung des einen Winkeleisens, wenn beide in einer Ebene liegen sollen, ist übrigens nur zu brauchen, wenn Verdrehungen um die Axe des einen Nietes nicht zu fürchten sind. Fig. 474 ist zu verwenden, wenn ein innen glatter Rahmen gefordert

Fig. 475.

Fig. 476.

Fig. 477.



ist, der mit größerer Festigkeit auch nach Fig. 475 gewonnen werden kann, sobald man hier die Nietung innen verfenkt und das Knotenblech ausschneidet.

4) C-Eisen können stehend (Fig. 476) und liegend (Fig. 477) zusammenstoßen. Bei großen Profilen verbindet man die Stücke im Stege mittels gebogener Laste, in den Flanschen durch zwei ausgeschnittene Knotenbleche (Fig. 476); bei kleinen Profilen sind die Flansche zum Nieten zu schmal; man muß sich daher hier mit der Verlaschung des Steges begnügen, welche außen oder innen (Fig. 477) oder beiderseits erfolgen kann.

244.
C-Eisen.

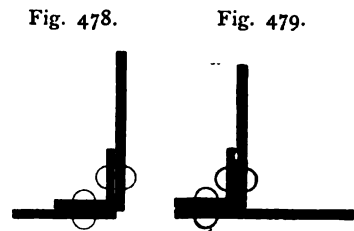
5) I-Eisen sind selten in einer Ecke zu vereinigen. Da die Flansche auch hier meist sehr schmal sind, so erfolgt die Verbindung durch gebogene Laste am Stege nach Art der Fig. 490.

245.
I-Eisen.

6) Bleche für Gefäße können in den Ecken nach Fig. 463 verbunden werden. Da diese Verbindung aber schwach ist, so findet man meist Winkleisen zur Verbindung verwendet, welche im Gefäße (Fig. 478) oder neben demselben (Fig. 479) oder beiderseits eingesetzt werden oder die Bleche nach Fig. 464 außen umfassen.

246.
Bleche.

7) Zusammengesetzte Querschnitte kommen in Eckverbindungen nur äußerst selten vor.



247.
Zusammen-
gesetzte
Querschnitte.

b) End- (T-) Verbindungen.

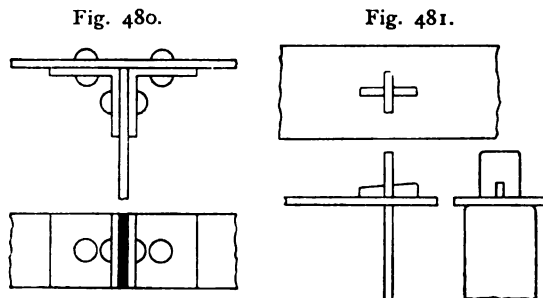
1) Flacheisen können, wenn sie flach liegen, mit Füllstück nach Fig. 465 oder ohne dasselbe, wenn nöthig unter Einfügung eines Knotenbleches, auf einander genietet werden. Stehen sie hochkantig, so müssen sie erst nach Fig. 466 um 90 Grad verdreht umgeschmiedet werden. Ohne Verdrehung werden hochkantig stehende Flacheisen durch Winkellaste nach Fig. 480, mittels Lochung und Keil nach Fig. 481 oder auch mit Schraube auf angeschweißtem Rundeisen nach Fig. 467 verbunden.

248.
Flacheisen.

2) Rundeisen und Quadrateisen werden vereinigt, indem man ein Stück durchbohrt und an das andere einen Stift anfeilt, welcher durchgesteckt und kalt umgenietet wird (Fig. 468), oder man schmiedet das Ende des einen um und zieht auf dieses und das andere Stück einen Ring heiß auf, dessen Schlufs meist offen gelassen wird (Fig. 469).

249.
Rund- u.
Quadrateisen.

Mit Flacheisen kann eine Endverbindung nach Fig. 499 erzielt werden, indem man eine aus Bandeisen gebogene Schelle um das Quadrat- oder Rundeisen legt und mit dem Flacheisen verbolzt.



3) T-Eisen. Man schneide an einem Stücke das Ende des Flansches weg, biege den Steg um und niete oder schraube ihn an den Steg des anderen Eisens; um seitliche Verschiebung zu verhindern, ist der Flansch des einen Eisens etwas in den des anderen eingeklinkt (Fig. 482); die Verbindung hat eben so wenig Festigkeit, wie die ähnlichen in Fig. 463 u. 471.

250.
T-Eisen.

Fig. 482.

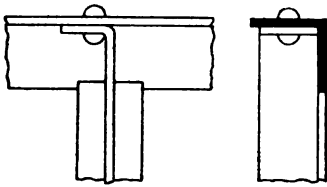
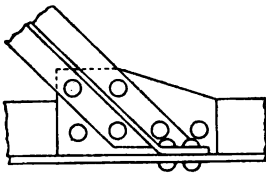


Fig. 484.



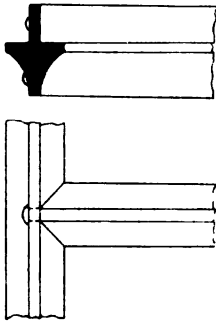
Wird größere Widerstandsfähigkeit, namentlich auf Zug, im angeschlossenen Eisen verlangt, so schneide man die Flansche auf Gehrung zusammen, verbinde sie durch ein Knotenblech und lege noch Winkelstiften zwischen die Stege ein (Fig. 483).

Wird nicht verlangt, daß die Flansche in einer Ebene liegen, so kann man auch den einen auf den anderen legen, eventuell unter Einfügung eines Knotenbleches, und die Stege auf eine der obigen Arten vereinigen, wie dies für schiefwinkligen Anschluß in Fig. 484 gezeigt ist.

4) Sprosseneisen. Da bei Sprosseneisen-Verbindungen meist ungestörte Durchführung des Kittfalzes verlangt wird, so schneidet man die Sprossenflansche auf

251.
Sprosseneisen.

Fig. 485.



Gehrung in einander, durchbohrt das durchlaufende Eisen im Auschnitte zweimal und feilt an das endigende entsprechende Stifte an, welche, erhaben oder verfenkt, kalt vernietet werden (Fig. 485). Auch wenn das durchlaufende ein halbes (Rand-) Sprosseneisen ist, bleibt die Verbindung dieselbe.

Die T-Sprossen von Deckenlichtern ruhen in der Regel auf Pfetten. Stehen diese vertical, so biegt man meist den Flansch der geneigten Sprosse um, nachdem man behufs Gewinnung des Platzes zum Nieten oder Verschrauben den Steg weggeschnitten hat, und bringt die Sprosse so zu wagrechtem Auflager (Fig. 486). Sind dagegen die Pfetten winkelrecht zur Deckenlichtfläche, so kann man die Sprossen unmittelbar auflagern (Fig. 487); legt sich die Sprosse unten auf die Pfette, so biegt man den vom Stege befreiten Flansch um und niete ihn an den Steg der Pfette, oder man ziehe Schrauben durch den Sprossenflansch, welche hakenartig um den der Pfette greifen; bei beiden Anordnungen ist die den Pfettenquerschnitt in unliebfamer Weise schwächende Lochung der Pfettenflansche vermieden.

Fig. 486.

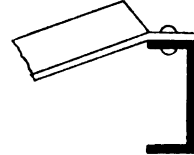


Fig. 487.

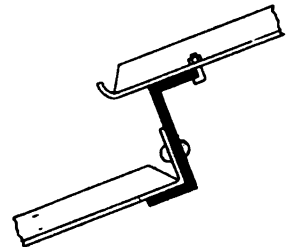
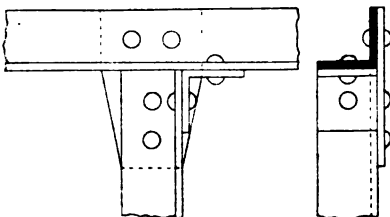


Fig. 488.



252.
L-Eisen.

5) Winkeleisen. Stoßen die Winkeleisen mit den liegenden Schenkeln zusammen, so sind die Verbindungen der L-Eisen nach Fig. 482 bis 484 auszuführen oder die der Ecken aus Winkeleisen nach Fig. 471 bis 473 hierher zu übertragen. Endigt dagegen ein Winkel am stehenden Schenkel des anderen, so erfolgt die

Vereinigung ohne Verschneidung der Stücke mittels Winkellafche und untergelegtem Knotenbleche nach Fig. 488.

6) Kreuzeisen werden mit anderen Theilen dadurch verbunden, daß man zur Gewinnung von Platz für Nieten und Schrauben zwei Flansche wegschneidet und so eine breite Eisenplatte für den Anschluß schafft. Die so entstehende Schwächung ist meist unbedenklich, weil die Kreuzeisen fast nur in leichten Stützen und Steifen zusammengefügter Träger vorkommen, daher auf Zerknicken berechnet sind und somit in der Mitte mehr Querschnitt haben müssen, als an den Enden.

Fig. 489 zeigt den unmittelbaren Anschluß einer solchen $+$ -Steife an die aus zwei Γ -Eisen mit Schlitz gebildete obere Gurtung eines Trägers.

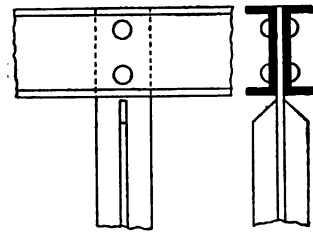


Fig. 489.

253.
 $+$ -Eisen.

7) Γ - und Γ -Eisen. Beide können in den Endverbindungen der Regel nach ganz gleich behandelt werden. Sind die zu vereinigenden Theile gleich hoch, so schneide man vom endigenden die Flansche so weit ab, daß man den Steg bis an den des durchlaufenden heranschieben kann, und verbinde die Stege durch Winkellafchen (Fig. 490). Bei starken Profilen mit genügender Flanschbreite kann man diese Verbindung noch wesentlich durch Auflegen von Knotenblechen auf beide Flansche, wie in Fig. 476, verstärken.

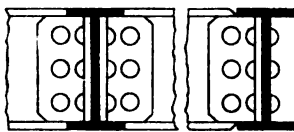


Fig. 490.

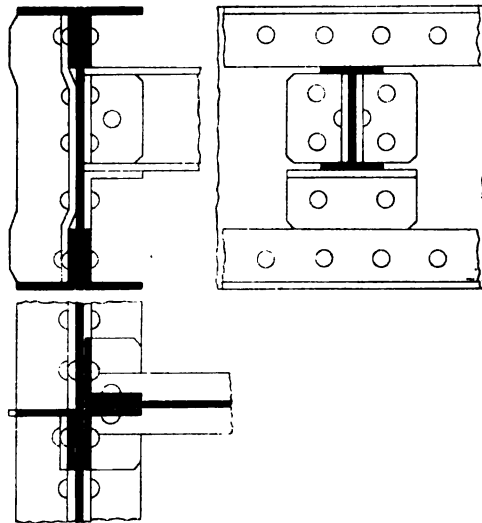


Fig. 492.

254.
 Γ - u. Γ -
Eisen.

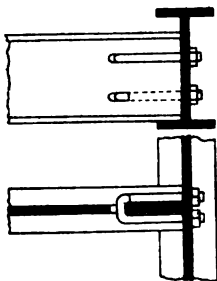


Fig. 491.

In vielen Fällen ist das endigende Profil das schwächere; man kann dann seinen unteren Flansch auf den des durchlaufenden lagern, indem man das Herausziehen des eingelagerten Profiles durch lange Hakenbolzen nach Fig. 491 verhindert.

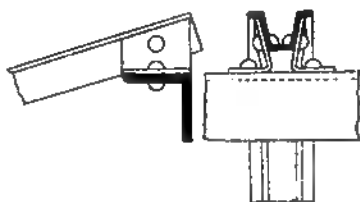
Die Mittel zur Anlagerung dieser Walzträger (Balken) an zusammengefügter Träger (Unterzüge) zeigt Fig. 492. Der Balken ist mittels doppelter Winkellafche an den Unterzug genietet und ruht außerdem auf einem an die Wand des letzteren gesetzten Winkelabschnitte, mit dessen horizontalem Schenkel der Flansch bei genügender Breite noch vernietet werden könnte.

Will man dem Balken Spielraum für Temperaturbewegungen gewähren, so

ersetze man alle in ihn gezogenen Niete durch Schrauben, deren Löcher nach der Richtung seiner Länge länglich geformt sind. Der zusammengesetzte Träger ist in der Anschlussstelle außen durch ein Winkeisen versteift, damit die schwache Wand nicht unter der Balkenlast einknickt.

255.
Rinneneisen.

Fig. 493.



8) Rinneneisen (unter Deckenlichtern) lagern mit ihren Enden auf Pfetten und werden je nach der Stellung der letzteren mit gerade oder schief geschnittenen Winkelblechen angeschlossen, wobei allerdings eine schwache Lochung der Pfetten unvermeidlich ist (Fig. 493). Soll letztere vermieden werden, so kann man in geeigneten Fällen auch die Anordnung der Fig. 508 auf die Endverbindung übertragen.

256.
Bleche.

9) Bleche werden in Endverbindungen entweder durch Umbiegen des endigenden (Fig. 463) oder besser mittels doppelten (Fig. 480) oder einfachen (Fig. 479) Verbindungswinkels vereinigt.

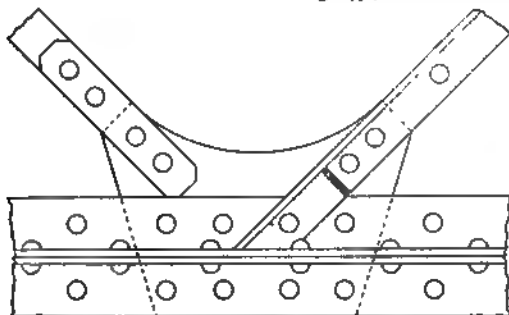
257.
Zusammen-
gesetzte
Querschnitte.

10) Zusammengesetzte Querschnitte. Aus der ungemein großen Zahl der hier denkbaren Fälle mögen nur zwei herausgegriffen werden.

Fig. 494 zeigt die Verbindung einer Flacheisen- und einer π -Diagonale aus der Wand eines Netzwerk-Trägers mit der unteren kreuzförmigen Gurtung.

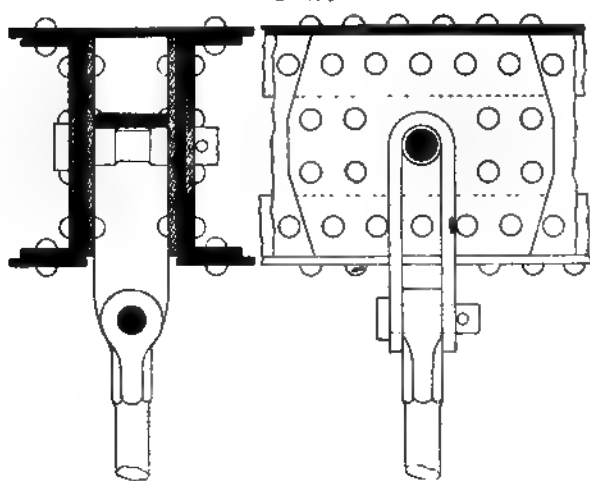
Letztere besteht aus 4 Winkeisen und nimmt in ihren lothrechten Mittelschlitz zunächst ein Knotenblech auf. An dieses schließen die Winkeisen der Steife sich auf die der Gurtung kröpfend an, indem

Fig. 494.



sie es mit ihrem Schlitz umfassen, während das Flacheisenband mittels doppelter Verlärchung befestigt ist. Zur Vereinfachung der Ausführung ist die Kröpfung der Steifenwinkel nicht parallel zu der dieselbe veranlassenden Kante der Gurtungswinkel, sondern winkelrecht zum Steifenwinkel gelegt. Das entstehende dreieckige Loch ist mit Blech, Eisenkitt oder Asphalt zu füllen.

Fig. 495.



In Fig. 495 ist ein Bolzenanschluss eines starken Rundeisens (Hängefange) an einen zusammengesetzten Kastenträger mit durchgehendem Kopfbleche gezeigt.

Der Anschluss erfolgt nach den in Kap. I (unter c, Art. 226 bis 229, S. 155 bis 158) gegebenen Regeln; jedoch bestehen die beiden Laschen hier aus einem halbkreisförmig umgebogenen Bleche, welches, genau ausgehobelt und geschmiegelt, sich auf den in den Wänden des Trägers befestigten Bolzen hängt; dieser ist in der Mitte der Länge eingedreht, so

dafs an den Enden Arbeitsleisten entstehen, welche die Auflagerflächen des gebogenen Laschenbleches thunlichst dicht an die Stützflächen in den Trägerwänden rücken. Die Biegebungsbeanspruchung im Bolzen wird auf diese Weise thunlichst verringert. Um in den Trägerwänden die nöthige Lochlaibungs-Länge zu erhalten, sind sie durch aufgenietete (in Fig. 495 schraffierte) Platten verflärkt.

c) Kreuzungen (⊥-Verbindungen).

1) Flacheisen. Liegen diese mit oder ohne Zwischenraum flach zu einander, so werden sie ohne Weiteres mit einander vernietet, wobei bei Vorhandensein eines Zwischenraumes Stehniete erforderlich sind (Fig. 465); die Ringe der letzteren können zur Verhütung von Verdrehungen nöthigenfalls zu Knotenblechen mit 5 Nieten erweitert werden (Fig. 465 punktirt), auf denen schliesslich unter entsprechender Vermehrung der Niete ein Stofs der Flacheisen erfolgen kann (Fig. 496).

Liegen beide Eisen in derselben Ebene, so wird doppelte Verflachung mindestens des einen erforderlich, um das andere durchführen zu können (Fig. 497); auch dabei ist es möglich, die Laschen zu Kreuzlaschen zu erweitern und mittels dieser einen Stofs in jedes der Bänder zu legen. Ist eines der Bänder doppelt, so kann das andere durch einen Schlitz zwischen den zwei Hälften gesteckt werden, nach Art der Fig. 505.

Stehen die Eisen hochkantig zu einander, so kann man sie mittels Verdrehung nach Fig. 466 auf einander legen, oder man überschneidet sie nach Fig. 498 mit einander; man schneidet aus jedem der Eisen die Hälfte aus, schiebt sie in einander und kann sie dann schweißen oder

kalt so zusammenhämmern, dafs sie sich gegenseitig auf einander fest klemmen.

2) Rundeisen und Quadrateisen. Hierher gehörige Verbindungen entstehen aus zweiseitiger Anordnung der Fig. 469, oder es wird das eine Eisen mittels doppelter Schellenlasche um das andere herumgeführt, wie es in Fig. 499 für Flacheisen und Rundeisen angedeutet ist. Flach liegende Flacheisen werden häufig (Gitteranordnungen) für dünnere Quadrat- und Rundeisen entsprechend gelocht; die Verbindung der durch einander geschobenen Theile erfolgt dann durch aufgeschweisste, bzw. mit durchgebohrtem Splinte befestigte Ringe.

3) T-Eisen. Kreuzverbindungen aus T-Eisen ergeben sich aus der Verdoppelung von Fig. 482 u. 483. Soll in letzterem Falle die volle Steifigkeit des durchschnittenen T-Eisens hergestellt werden, so kann man auf die Rückseite statt des Knotenbleches einen Abschnitt desselben Profiles aufnieten (Fig. 500).

Wird keine grofse Steifigkeit von der Verbindung verlangt, so kann man die Profile unter Einklinkung der Flansche voll mit einander überschneiden und die Stege mittels Winkellaschen verbinden (Fig. 501).

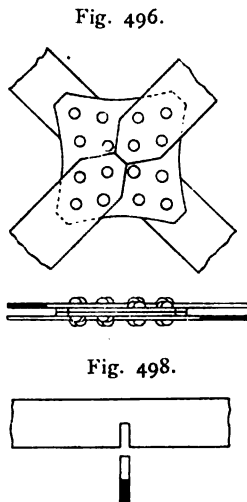


Fig. 496.

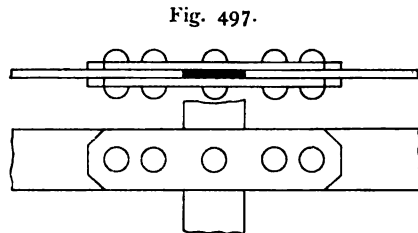


Fig. 497.

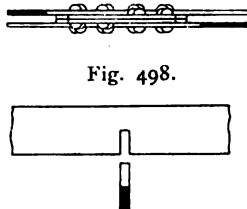


Fig. 498.

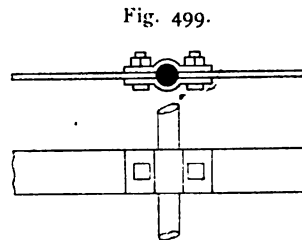


Fig. 499.

258.
Flacheisen.

259.
Rund- u.
Quadrateisen.

260.
T-Eisen.

Fig. 500.

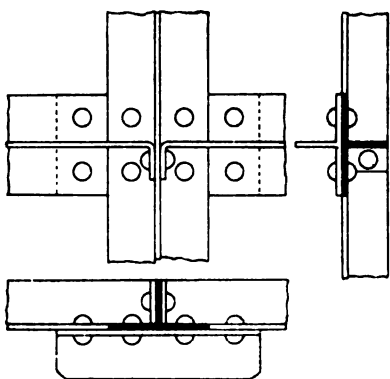


Fig. 501.

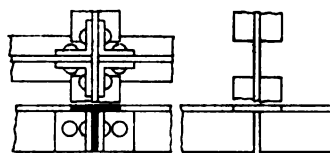


Fig. 502.

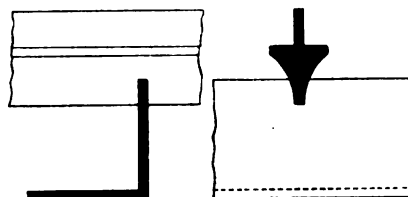


Fig. 503.

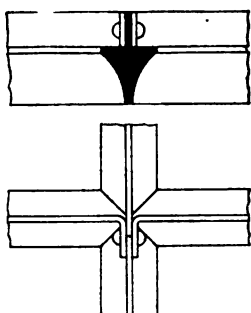
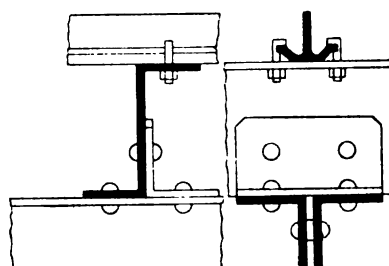


Fig. 504.



261.
Sprossen-
eisen.

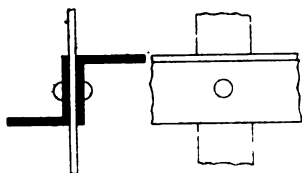
4) Sproffeneisen. Bei gewöhnlichen Fenstersprossen werden auch hier die Flancke beiderseits auf Gehrung zusammengeschnitten. Das Vernieten mit angefeilten Stiften ist hier nicht möglich; man biege den Steg um und verniete ihn beiderseits mit dem durchlaufenden (Fig. 503). Soll der Kittfalz ganz frei fein, so hämmert man die zusammengeschnittenen Sprossen, so gut es geht, in einander. Ueberkreuzt eine Sprosse die Kante eines tragenden Eisens, so feilt man beide etwas aus und hämmert sie zusammen (Fig. 502).

T-Sprossen mit oder ohne Schweifsrinne werden glatt auf die Pfetten gelagert und, da die Flancke zum Nieten zu schmal sind, mittels Hakenbolzen befestigt (Fig. 504); diese Bolzen werden am Haken vierkantig geformt und in den Rand der Sprosse eingeklinkt, um Verschiebungen zu verhindern.

262.
L-Eisen.

5) Winkeleisen. Auch hier sind die Verbindungen der T-Eisen (Fig. 500 u. 501) auf die Winkeleisen zu übertragen; doch sind Ueberblattungen (wie in Fig. 501) bei stark beanspruchten Theilen wegen der großen Schwächung zu vermeiden.

Fig. 505.



Sehr häufig sind Verbindungen mehrerer Winkeleisen mit offenem Schlitz mit anderen Theilen, welche sich durch den Schlitz stecken. Als Beispiel zeigt Fig. 505 die Verbindung zweier verstellten Winkeleisen mit einem durchgesteckten Flacheisen. In der Durchkreuzung mehrerer solchen Querschnitte kann dann ein Knotenblech in den Schlitz geschoben werden, mittels dessen alle zugleich gestoßen und verbunden werden.

6) **I- und L-Eisen.** Fig. 506 zeigt die Kreuzung zweier Glieder, welche aus flach liegenden, kleinen L-Eisen mit offenem Schlitz bestehen; durch den Schlitz des durchlaufenden ist ein Laschenblech gesteckt, welches die Enden des durchschnittenen verbindet. Bei gleich hohen I-Eisen schneide man auch hier an den Enden des durchschnittenen Eisens die Flansche weg, schiebe die Stege an einander, verlasse sie dann, statt mittels Winkellaschen (wie in Fig. 490), mittels durchgesteckter Flachlaschen (Fig. 507).

Da meistens verlangt wird, daß die Enden des durchschnittenen Eisens fest auf den Flanschen des durchlaufenden ruhen, so ist es zweckmäßig, zwischen letztere und die eingeschobenen Stegenden nach Anbringung der Laschen kleine Keile aus Blechabfällen einzuschlagen.

Auch die Verbindung in Fig. 491 mit Hakenbolzen kann hier unter Verdoppelung verwendet werden, wenn man die Bolzen so weit schräg biegt, daß die Muttern nicht mit den Stegen der aufgelagerten Profile collidieren.

Die Verbindung der durchschnittenen Theile mittels durchgesteckter Laschen nach Fig. 507 kann auch auf Anordnungen nach Fig. 492 zum Erfatze der Winkellaschen ohne Weiteres übertragen werden.

7) **Rinneneisen** überkreuzen sich mit Pfetten von I- oder L-, bzw. Z-förmigem Profil. Im ersten Falle ist die Verbindung mit gebogenen Blechen nach Fig. 493 unter Lochung des Pfettenflansches zu wählen; bei den letzteren Profilen ist die bessere Verbindung mittels schwacher, an den Pfettenstegen genieteteter L-Eisen ausführbar (Fig. 508).

8) **Z-Eisen**, welche mit besonderer Vorliebe für continuirliche Gelenkpfetten verwendet werden, überkreuzen sich daher häufig mit den oberen Gurtungen von Dachstuhl, dürfen aber in dieser Ueberkreuzung im Flansch, wegen des hier eintretenden Maximal-Momentes, nicht gelocht werden. Eine Befestigung auf einer oberen Gurtung aus zwei L-Eisen, welche diesen Anforderungen genügt, zeigt Fig. 508, in welcher bei sehr solider Verbindung Lochungen nur im Pfettensteg vorhanden sind.

L-Profile werden für Pfetten in ganz gleicher Weise verwendet und befestigt.

Fig. 506.

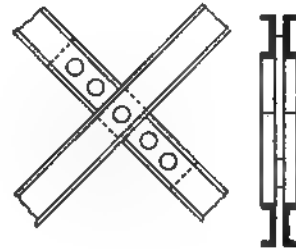


Fig. 507.

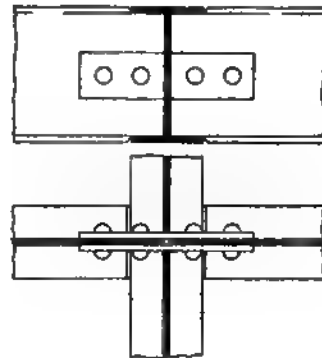


Fig. 508.

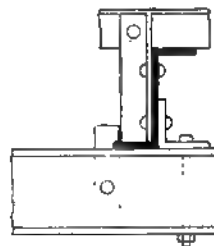


Fig. 509

263.
I. u. L-
Eisen.

264.
Rinneneisen.

265.
Z-Eisen.

266.
Bleche
etc.

9) Bleche werden in \perp -Verbindungen mittels vier Winkel in den Ecken verbunden (Verdoppelung von Fig. 480).

10) Von zusammengefügten Querschnitten ist hier nur eine Kreuzverbindung von zusammengefügten I-Trägern gegeben, bei welcher die Oberkanten aller Theile durch Kröpfungen in eine Ebene gebracht sind (Fig. 509). Als wichtigste Regel für derartige Verbindungen ist zu merken, daß die Anschluß-Winkelbleichen sich jedenfalls über die ganze Höhe des durchlaufenden Trägers erstrecken müssen; die Kröpfung dieser Anschlußwinkel über die Gurtungswinkel des durchlaufenden Trägers ist dadurch vermieden, daß zwischen letztere erst (in der Ansicht schraffierte) Füllbleche von gleicher Stärke eingelegt sind.

4. Kapitel.

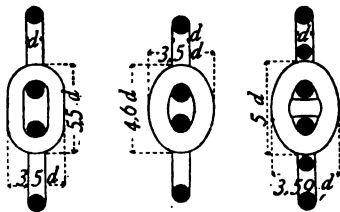
Ketten und Drahtseile.

a) Ketten.

267.
Verschieden-
heit.

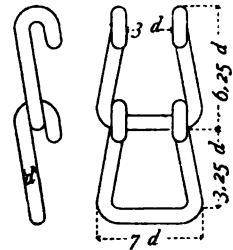
Die Ketten bestehen aus einzelnen Gliedern, welche aus Rundeisen oder aus Flacheisen (*Gall'sche* Gliederkette) hergestellt sein können. Im ersteren Falle werden die Glieder offen in einander geschoben und dann bei der Ringkette (Fig. 510 bis 512) zugeschweißt, bei der Hakenkette offen (*Vaucanson'sche* Kette, Fig. 513) gelassen. Die Glieder der Ringkette können lang (deutsche Kette, Fig. 510) oder kurz (englische Kette, Fig. 511) ausgebildet sein und werden bei schweren Ketten durch Einsetzen eines Mittelsteiges (Stegkette oder Kettentau, Fig. 512) wesentlich verstärkt.

Fig. 510. Fig. 511. Fig. 512.



Als tragende Constructionstheile kommen Ketten im Hochbauwesen fast gar nicht zur Anwendung; sie werden hauptsächlich bloß bei Bauausführungen benutzt und da fast nur die aus Rundeisen hergestellten Gliederketten, weshalb auch bloß diese eine kurze Besprechung erfahren.

Fig. 513.



268.
Tragfähigkeit.

Die Tragfähigkeit der Rundeisen-Gliederketten (Fig. 510 u. 511) ist nach angestellten Versuchen gleich dem $\frac{11}{9}$ -fachen der Tragfähigkeit des einfachen Rundeisens, aus welchem die Kette angefertigt ist. Wird bei vierfacher Sicherheit die zulässige Anstrengung des besonders guten Ketteneisens auf 1000 kg für 1 qcm angesetzt, so ergibt sich der der Last P entsprechende Eisdurchmesser d aus:

$$\frac{d^2 \pi}{4} 1000 \frac{11}{9} = P \quad \text{mit} \quad d = 0,032 \sqrt{P} \text{ Centim.} \quad . \quad . \quad . \quad 139.$$

Werden die Kettenglieder oder Schaken durch Mittelsteige verstärkt (Fig. 512), so kann die Anstrengung auf das $\frac{4}{3}$ -fache gesteigert werden; der Durchmesser d folgt für diesen Fall aus

$$\frac{d^2 \pi}{4} 1000 \frac{4}{3} \cdot \frac{11}{9} = P \quad \text{mit} \quad d = 0,028 \sqrt{P} \text{ Centim.} \quad . \quad . \quad . \quad 140.$$

Die Kette z. B. eines Krahnes für 15 t Tragkraft muß also aus Eisen von $d = 0,028 \sqrt{15000}$ = rund 3,5 cm bestehen, wenn die Glieder Stege haben, und umgekehrt darf man ein Kettentau aus Rundeisen von 2,3 cm Durchmesser nur mit

$$P = \left(\frac{2,3}{0,028} \right)^2 = \text{rund } 6740 \text{ kg}$$

belasten.

Ist die Belastung eine völlig ruhende und sich gleich bleibende, so kann die Beanspruchung bis auf das 1,8-fache der obigen Angaben gesteigert werden. Die Gleichungen lauten dann:

$$d = 0,024 \sqrt{P} \text{ Centim. für gewöhnliche Ketten und}$$

$$d = 0,021 \sqrt{P} \text{ » für Stegketten.}$$

Die Gewichte der Ketten aus Rundeisen betragen, wenn d den Durchmesser in Centimeter angiebt, für 1 laufendes Meter etwa:

- für weite Gliederketten $1,92 d^2$ Kilogr.;
- » enge Gliederketten ohne Stege $2,33 d^2$ Kilogr.;
- » Stegketten (Kettentaue) $2,46 d^2$ Kilogr., und
- » Hakenketten $3,76 d^2$ Kilogr.

Die nachfolgende Tabelle zeigt die Abmessungen und die Tragfähigkeit üblicher Formen der engen (englischen) Kette, welche bei Bauarbeiten vorwiegend verwendet wird.

Kurzglieiderige Ketten aus der Duisburger Maschinenbau-Aktiengesellschaft,
vormals *Bechem & Kestmann* in Duisburg a. Rh.

Innere Länge (Baulänge) der Kettenglieder = $2\frac{1}{2}$ -fache
Ketteneisenstärke.

Ketten- eisen- stärke	Zulässige Belastung	Ungefähres Gewicht pro 1 m	Ketten- eisen- stärke	Zulässige Belastung	Ungefähres Gewicht pro 1 m
5	250	0,88	20	4 000	8,98
6	360	0,81	22	4 840	10,87
7	490	1,10	24	5 760	12,94
8	640	1,44	26	6 760	15,18
9	810	1,82	28	7 840	17,61
10	1000	2,25	30	9 000	20,32
11	1210	2,72	33	10 890	24,46
12	1440	3,24	36	12 960	29,11
13	1690	3,80	39	15 210	34,16
14	1960	4,41	43	18 490	41,53
15	2250	5,06	46	21 160	47,53
16	2560	5,76	49	24 010	53,82
18	3240	7,28	52	27 040	60,73
Millim.	Kilogramm.		Millim.	Kilogramm.	

Äußere Breite der Kettenglieder = $3\frac{1}{2}$ -fache Ketten-
eisenstärke.

b) Drahtseile.

Drahtseile werden als Litzenseile, flache Bänder aus Litzen und Kabelseile angefertigt.

Die Litzenseile bestehen der Regel nach aus 7 Litzen, von denen jedoch die innere durch eine Hanfseile gebildet wird. Jede der äußeren 6 Litzen besteht entweder aus 6 Drähten und dünner Hanfseile oder aus 7 Drähten, so daß normale Litzenseile entweder $6 \times 6 = 36$ oder $6 \times 7 = 42$ Drähte enthalten. Schwache Seile werden wohl ohne Seele aus 4 sechsdräftigen Litzen zusammengedreht und enthalten dann $6 \times 4 = 24$ Drähte. Der äußere Durchmesser d eines aus 36 Drähten bestehenden Seiles beträgt fast genau 8 Drahtdurchmesser δ , so daß $d = 8 \delta$.

Die Bandseile können sehr verschiedene Zahlen von Drähten enthalten; gewöhn-

lich werden sie aus 6 Strähnen von je 24 Drähten geflochten, enthalten daher in diesem Falle $6 \times 24 = 144$ Drähte.

Die Kabelfeile werden nur zum Theile oder gar nicht aus Litzen gedreht, sondern aus einzelnen Drähten zusammengefasst. Die Verschiedenheit der Drahtanzahlen ist hier also eine weit gehende.

Außerdem kommen, namentlich bei Verwendung des spröden Stahldrahtes, ungedrehte Seile vor, welche jedoch nur für große Trag-Construktionen (Kabelbrücken) Bedeutung haben; für Bauarbeiten werden sie nicht verwendet.

271.
Berechnung.

Die Festigkeit des besten hier verwendeten Holzkohleneisens beträgt 5000 kg für 1 qcm, welche durch das Drehen des Drahtes in schlanken Windungen nur wenig beeinträchtigt wird. Sollen die Seile also 5-fache Sicherheit haben, so dürfen sie mit 1000 kg für 1 qcm beansprucht werden.

Ist δ der Drahtdurchmesser, n die Anzahl der Drähte, P die zu tragende Last (in Kilogr.) und s' die zulässige Beanspruchung (in Kilogr. für 1 qcm), so muß stattfinden

$$n \frac{\delta^2 \pi}{4} s' = P \quad \text{und} \quad \delta = \sqrt{\frac{4 P}{n \pi s'}} \quad \dots \dots \dots 141.$$

Bei 1000 kg zulässiger Beanspruchung ergibt sich danach.

für Seile mit 36 Drähten $\delta = 0,004 \sqrt{P}$ Centim.,

" " " 42 " $\delta = 0,0055 \sqrt{P}$ Centim.

Für ein Seil, welches 2500 kg tragen und aus 42 Drähten bestehen soll, muß also

$$\delta = 0,0055 \sqrt{2500} = 0,275 \text{ cm}$$

gewählt werden.

Bei Verwendung von Gußstahl-Drahtseilen kann die zulässige Beanspruchung bei 5-facher Sicherheit auf 2000 kg für 1 qcm gesteigert werden; die obigen Formeln nehmen für diesen Fall die Form an:

für Seile mit 36 Drähten $\delta = 0,0043 \sqrt{P}$ Centim.,

" " " 42 " $\delta = 0,0059 \sqrt{P}$ Centim.

Drahtseile aus gehämmertem Holzkohleneisen
von Felten & Guillaume in Köln.

Litzenseile						Bandseile						Kabelfeile				
d	n	δ	G	G_1		b	d	n	δ	G	G_1	d	n	δ	G	G_1
7	24	0,9	0,31	1 200		40	8	144	0,9	1,07	3 600	30	114	1,9	3,30	13 000
8	36	0,9	0,32	1 800		55	11	144	1,2	1,60	7 200	33	133	1,9	4,00	15 000
10	42	0,9	0,38	2 100		65	13	120	1,5	2,66	13 000	35	84	2,5	4,00	16 800
11	36	1,2	0,48	2 500		75	16	144	1,5	3,50	16 000	40	114	2,5	5,90	23 000
13	42	1,2	0,58	3 000		90	16	168	1,5	4,10	18 500	43	133	2,5	6,72	26 000
15	36	1,5	0,75	4 200		75	14	120	1,9	3,68	21 000	45	234	1,7	6,90	24 000
16	42	1,5	0,85	5 000		80	17	144	1,9	4,35	25 000	48	152	2,5	7,84	30 000
18	36	1,9	1,07	6 800		100	20	168	1,9	5,10	29 000	50	294	1,9	9,00	34 000
20	42	1,9	1,28	7 400		110	20	196	1,9	5,84	34 000	50	133	3,1	9,30	40 000
22	49	1,9	1,53	8 600		125	20	224	1,9	6,67	39 000	60	234	2,5	11,50	39 000
23	36	2,5	1,70	11 000		135	22	256	1,9	8,00	45 000	60	133	3,5	12,00	50 000
25	42	2,5	2,13	12 600		130	23	168	2,5	7,97	50 000	65	294	2,3	13,90	50 000
25	84	1,9	2,40	14 700		150	23	196	2,5	9,30	58 800	65	152	3,5	13,90	57 000
28	42	2,7	2,40	14 700		170	23	224	2,5	10,70	67 000	72	294	2,5	16,00	58 000
30	36	3,1	2,55	16 200		175	28	256	2,5	14,50	77 000	75	294	2,7	17,60	68 000
Millim.				Kilogr.		Millim.				Millim.		Kilogr.			Millim.	

d = Durchmesser
berw.
 d = Dicke
 δ = Breite
des Seiles.

δ = Durchmesser der Drähte,
 n = Zahl der Drähte,
 G = Gewicht für 1 lauf. Meter in Kilogr.,
 G_1 = Bruchbelastung.

Für kleinere Lasten werden der Regel nach Litzenseile, für schwerere Bandseile oder auch Kabelleile verwendet, für welche die obige allgemeine Formel

$$\delta = \sqrt{\frac{4P}{n\pi s'}} \text{ unter mehr willkürlicher Annahme von } n \text{ giltig bleibt.}$$

Der Verschleiß der Drahtseile ist erheblich und ist bei der Berechnung in Rücksicht zu ziehen, da die in neuem Zustande eben genügend starken Seile bald zu schwach werden; übermäßig starke Seile sind andererseits zu theuer; man darf daher in der Verstärkung nicht zu weit gehen. Die öconomisch besten Seile sind etwa die für den Zustand der Neuheit mit 10-facher Sicherheit, d. h. mit $s' = 500 \text{ kg}$ pro 1 qcm für Eisendraht und $s' = 1000 \text{ kg}$ pro 1 qcm für Stahldraht berechneten.

Gebrauchliche Abmessungen von Drahtseilen aus bestem Schmiedeeisen giebt die neben stehende Tabelle.

5. Kapitel.

A n k e r.

Anker kommen im Hochbau als Steinanker, als Balkenanker, als Anker zur Uebertragung von Zugspannungen in größeren Holzgespärren (Dachverbänden), als Anker zur Aufhebung der Horizontalschübe von Wölb-Constructions und als Fundament-Anker vor, um namentlich Eisentheile mit gemauerten Fundamenten in feste Verbindung zu bringen. Von den Steinankern war bereits im 1. Abschnitt (Art. 105, S. 83) die Rede, so daß diese hier nicht weiter in Betracht kommen.

Balkenanker bringen die Balkenköpfe einer Balkenlage mit den die Balken tragenden Außenwänden in Verbindung. Sie haben nur den Zweck, zufällige Verdrückungen und Ausbauchungen mittels der Zugfestigkeit der durchlaufenden Balken zu verhindern, werden also nicht durch genau anzugebende Kräfte beansprucht und können daher nicht berechnet werden.

272.
Verschieden-
heit.

273.
Balkenanker.

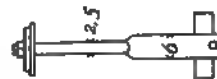
Fig. 514.

Fig. 515

Fig. 516.



Sie bestehen meist aus Flacheisen, seltener aus Rundeisen, werden an dem einen Ende an der Seitenflanke oder Unterfläche der Balken mittels ange schmiedeter Spitze, übergeschlagenem Krampen



oder durchgezogenem Schraubenbolzen und Druckplättchen am Balken befestigt und tragen am anderen Ende ein Auge, durch welches ein außen vorspringender oder in das Mauerwerk eingreifender Splint gesteckt wird. Der Splint ist der die Mauer haltende Theil, soll daher eine größere Zahl von Mauerfchichten fassen, muß also

BALKENANKER.

Fig. 517.

Fig. 518.

Fig. 521.

Fig. 522.

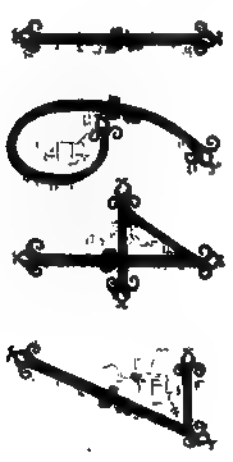
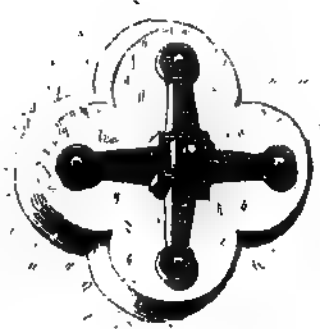
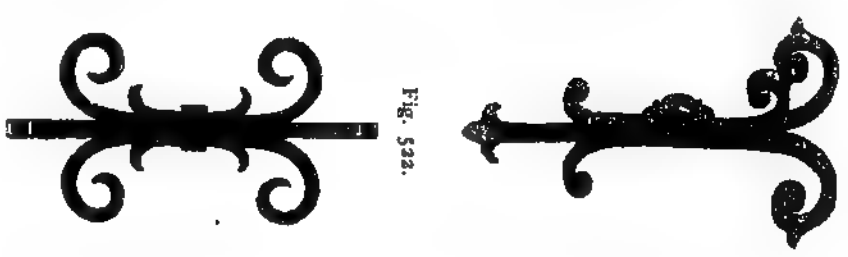
Fig. 519.

Fig. 523.

Fig. 520.

Fig. 524.

Fig. 525.



vertical gestellt und mindestens 40^{cm} lang sein. Er hat als Träger unter dem gleichmäßigen Drucke des Mauerwerkes als Last und dem Zuge des Ankerauges als Auflager zu wirken, erhält daher einen hochkantig zur Mauer stehenden rechteckigen Querschnitt. Beispiele solcher Anker geben die Fig. 514 bis 516.

Fig. 526.

Die bei Verankerung ganzer Balkenlagen in Reihen auftretenden Ankersplinte können zur Herstellung von Namen oder Jahreszahlen benutzt werden, indem man jedem Splinte die Form eines Buchstabens (Fig. 517 u. 526) oder einer Ziffer (Fig. 520 u. 524) giebt; indess haben die Splinte auch anderweitige formale Durchbildungen erfahren (Fig. 518, 519, 521, 522, 523 u. 525).

Bestehen die Anker aus Rundeisen, so ersetzt man die Splinte gern durch Muttern mit grossen gußeisernen Druckplatten (Fig. 516).

Zuganker in Holz-Constructionen bilden den Ersatz für Zug übertragende Hölzer, wie Zangen und Hängefaulen, oder bilden die eine Schaar (Verticalen oder Diagonalen) in hölzernen Fachwerkträgern (vergl. den vorhergehenden Abschnitt, Art. 163, S. 116).

274-
Anker
in Holz-
Constructionen.

Sie bestehen fast ausnahmslos aus Rundeisen und werden an den Enden mittels Mutter und Gewinde oder mittels runden Auges und durchgesteckten Bolzens an den Holztheilen befestigt. In diesen Befestigungen ist besonders darauf Bedacht zu nehmen, daß für die Uebertragung der Kräfte auf die Holztheile hinreichend große Druckflächen vorhanden sind; die Muttern erhalten zu diesem Zwecke entsprechend große und starke Unterlagscheiben, die durchgesteckten Bolzen im Holze Druckplättchen (Fig. 516).

Man fügt derartige Anker meist zu dem Zwecke in die Holz-Constructionen ein, um diese in Spannung bringen zu können, bevor sie ihre volle Belastung erhalten. Erfolgt die Befestigung mittels Gewinde und Muttern an den Enden, so ist dies durch scharfes Anziehen der Muttern ohne Weiteres möglich. Ist die Befestigung aber mittels durchgesteckter Bolzen erfolgt, so schneidet man den Anker mitten durch und verbindet die Enden mittels eines Spannschlusses (siehe Fig. 448, S. 163) oder mittels doppelter Verlaschung angeschweifster Augen nach Fig. 433 oder 434 (S. 156, bezw. 157), indem man statt des Bolzens einen Doppelkeil einsetzt und das Auge dessen Länge entsprechend verlängert. Da selbst scharf gespannte horizontale Anker bei großer Länge erheblich durchhängen, so hängt man sie mittels starker Drähte oder schwacher Rundeisen an der Construction auf.

Anker für Wölb-Constructionen haben den Zweck, den Schub der Wölbungen aufzuheben, wenn nicht hinreichend starke Widerlager vorhanden sind. Wird der Schub von einzelnen schmalen Bogen erzeugt, so ordnet man an der Außenseite jeder Widerlagsmauer in Kämpferhöhe einen durchlaufenden Träger an und verbindet diese beiden Träger in solchen Abständen durch Zuganker, daß zwischen je zweien derselben der durchweg gleichmäßig wirkende Gewölbeschub durch die Träger aufgenommen und auf die Anker übertragen werden kann.

275-
Gewölbe-
anker.

Der Querschnitt solcher Anker ist regelmäßig rund, nur selten, wenn der Anker

oder den Anschluß anderer Theile gestatten soll, flach Kreis übergeführt. Von solchen Ankern wird noch im Handbuche« (Abth. III, Abschn. 2, A: Gewölbte Decken)

undanker dienen meist zur Befestigung von Metalltheilen (Säulen, Statuen etc.) auf gemauerten Unterstüzungen und e Verschiebungen zu verhindern oder aber die befestigten vor dem Umsturze unter dem Einflusse seitlich wirkender namentlich des Winddruckes, zu bewahren.

Sollen nur zufällige Verschiebungen verhütet werden, so lie Steinschraube (Fig. 527), welche in Durchmesser von 30 mm ausgeführt wird. Der Schaft trägt unten einen vierseitigen, seltener runden Conus mit einem Anlaufe der Seiten 15 bis 1 : 10, dessen Kanten zweckmäsig durch Meißel aufgerauht werden. Dieser Conus wird in dem gleichfalls 11 mm tiefen Loche bei schweren und Erschütterungen ausgesetzten Situationen durch eiserne Zulagen (Fig. 527) fest gestellt und 1; bei ruhiger Belastung fehlen die Zulagen. Zum Verriegeln wird Blei verwendet, das im kalten Loche aber meist erst nach dem Einbringen erwärmt und dann auch durch Verstemmen nicht zu dichtem zu bringen ist; man zieht daher jetzt meist guten Cement an Zweck vor. Die Tiefe des Eingriffes beträgt für kleine 15 cm, steigt für die stärksten nicht über 40 cm.

lasten zu tragen, wie dies z. B. bei Verankerungen gegen die Erde ist, so müssen sie eine ihrer Last entsprechende Menge an Mauerwerk fassen, daher ihr Auflager mittels Splint oder Mutter auf einer Druckplatte finden, welche behufs Fassen großer Mauermaffen durch mehrere Anker in einen Träger übergehen kann. Da diese im Mauerwerk steckenden Platten schwer zugänglich sind, so bringt man am oberen Ankerende ein Spannschloß an. Häufig kann man die in kleine Nischen eingemauerten Druckplatten überhaupt nicht zugänglich erhalten; man giebt dem Anker dann einen rechteckigen Kopf, welcher zu tief durchgesteckt, um 90 Grad gedreht und wieder angezogen den Anker in der entsprechend geformten Druckplatte unabänderlich fest legt (Fig. 528). Die Druckplatte erhält einen Auflagerquader.

Die Grundplatten werden quadratisch oder kreisrund aus Gufseifen hergestellt; sie müssen eine so große Fläche F erhalten, daß sie den Ankerzug P ⁴⁹⁾ mit Sicherheit auf eine hinreichend große Fläche übertragen. Ist die im Anker wirkfame Zugkraft P in Kilogramm ausgedrückt, so ist

⁴⁹⁾ Ankerzuges, so weit er bei zu verankernden Freistützen in Frage kommt, giebt das Handbuche die entsprechenden Anhaltspunkte

für gewöhnliches Backsteinmauerwerk	$F = \frac{P}{7}$	Quadr.-Centim.,	} 142.
„ Klinkermauerwerk in Cementmörtel	$F = \frac{P}{12}$	„ „ „	
„ lose Quader	$F = \frac{P}{20}$	„ „ „	
„ sehr feste Quader	$F = \frac{P}{45}$	„ „ „	

zu machen.

Die Dicke δ der Ankerplatten berechnet sich zu

$$\delta = 0,05 \sqrt{P} \text{ Centim. für kreisrunde Platten und}$$

$$\delta = 0,055 \sqrt{P} \text{ „ „ quadratische Platten.}$$

Geht für eine ganze Reihe von zu verankernden Freistützen etc. die Ankerplatte in einen Träger über, so muß dieser die genügende Steifigkeit besitzen, um unter dem Zuge zwischen je zwei Stützen nicht durchzubiegen.

Fig. 529.

Einzelheiten ausgeführter Anker-Constructions sind aus Fig. 529 bis 532 zu entnehmen.

Fig. 529 zeigt die Anker, welche im Bahnhofe Friedrichstraße der Stadtbahn in Berlin die Füße der Hallenbogen mit den Pfeilern der Viaducte verbinden, auf denen die Gleise ruhen. Die Anker liegen schräg geneigt in den Pfeilern, die Druckplatten so nahe an der Viaduct-Stirn, daß man sie leicht erreichen kann. Die Anker haben hier zugleich den Horizontalschub der Bogen, so wie die horizontalen Windangriffe aufzunehmen. Die Mitten ihrer Bolzenaugen liegen in der Drehaxe der Gelenke, auf denen die Bogenfüße stehen. Die Anker stecken in Drainrohren, welche behufs Erleichterung nachträglicher Einbringung der Anker bei der Auführung der Pfeiler auf eine starke Holzstange gereiht mit eingemauert wurden.

Fig. 530 bis 532 zeigen die Verankerung der Stiele in den Eisen-Fachwerkwänden der Haltestelle Bellevue auf der Stadtbahn in Berlin. Diese sind so berechnet, daß sie den Winddruck auf die Außenwand einerseits, den geringeren Winddruck auf das Hallendach von der anderen Seite tragen können. Die als Hebel für die Ankerzüge an die Stielfüße angeschlossenen Consolen haben wegen dieser wechselnden Windbeanspruchung an jedem Ende einen Anker und einen Druckquader. Auch diese Halle steht auf steinernen Viaducten; es wurden jedoch, wegen architektonischer Anforderungen, die beiden über einem 1,5 m dicken Viaduct-Pfeiler stehenden Wandstiele (Fig. 530) 1,7 m aus einander gerückt, und somit war unmittelbare verticale Verankerung unmöglich, da die Anker in dieser Lage kein Mauerwerk mehr gefaßt hätten. Es wurden daher zwischen die Stielfüße und über die Consolen-Enden die in Fig. 532 dargestellten Ankerträger gelegt, welche die Muttern der 1 m von einander abstehenden Anker tragen. Die Druckplatten wurden

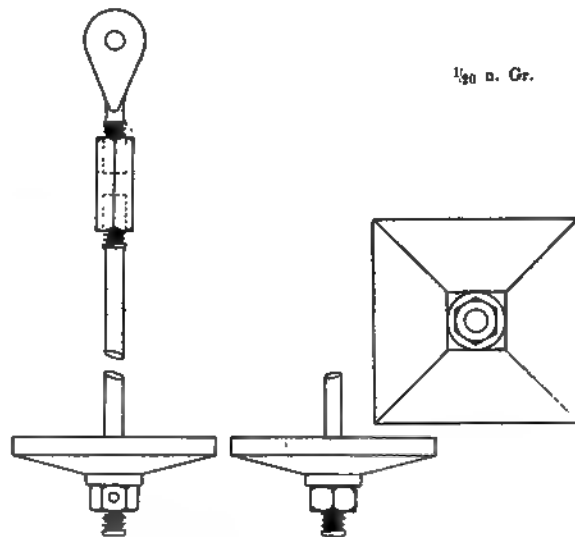


Fig. 530.

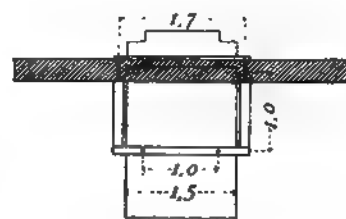
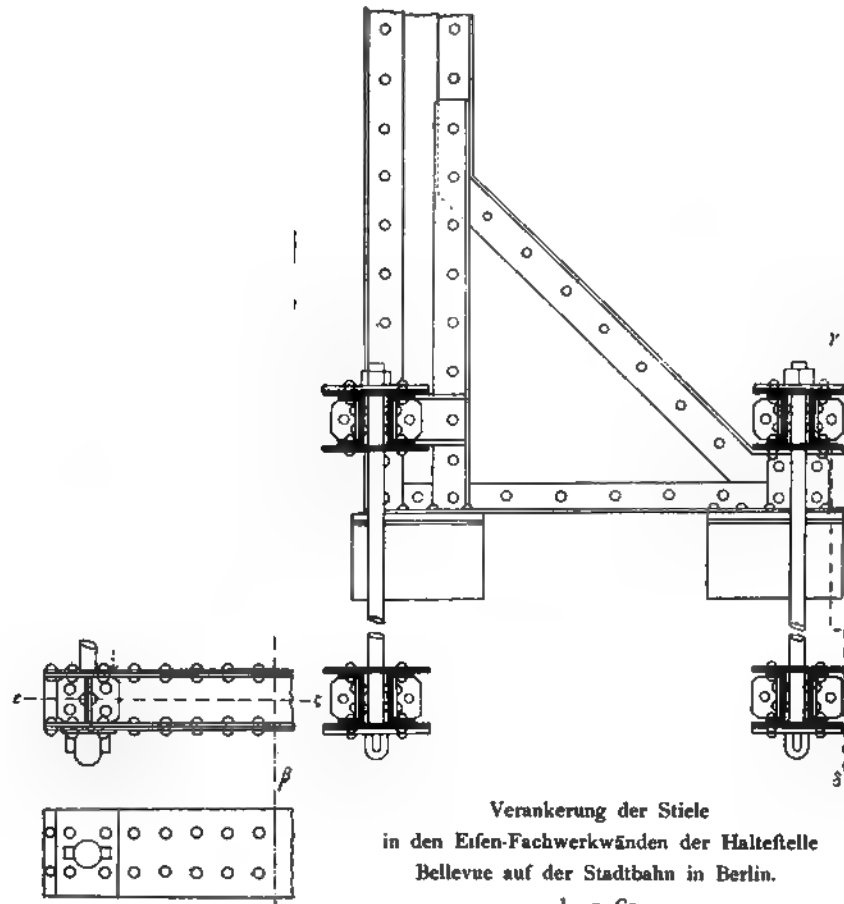


Fig. 531.

Schnitt $\gamma\delta$.

Fig. 532.

Schnitt $\alpha\beta$.

gleichfalls als solche Träger ausgebildet, welche die Pfeilerstärke nicht ganz durchsetzen, also nicht sichtbar sind, und die obere Gurtung dieser bietet die erforderliche Druckfläche. Unten erfolgt die Befestigung durch Splinte nach Fig. 531; Nachspannen ist also nur mit Hilfe der oberen Muttern möglich. Um diese zugänglich zu erhalten, sind die Consolen der beiden Wandstiele nebst den oberen Ankerträgern mit einer Schachtmauerung umgeben, welche, mit einer Gussplatte abgedeckt, von Arbeitern bestiegen werden kann. Die unteren Ankerträger liegen so tief im Pfeiler, daß der lichte lothrechte Abstand zwischen den Ankerträgern 1,5 m beträgt. Diese Tiefe hängt von der Größe der Mauerlast ab, welche an den Ankern hängen muß, um das Angriffsmoment des Winddruckes aufzuheben.

6. Kapitel.

Freistützen.

Freistützen in Eisen werden, da sie in der Regel vorwiegend Druckspannungen ausgesetzt sind, sowohl in Gufseisen, wie in Schmiedeeisen ausgeführt.

a) Freistützen in Gufseisen.

277.
Anwendung.

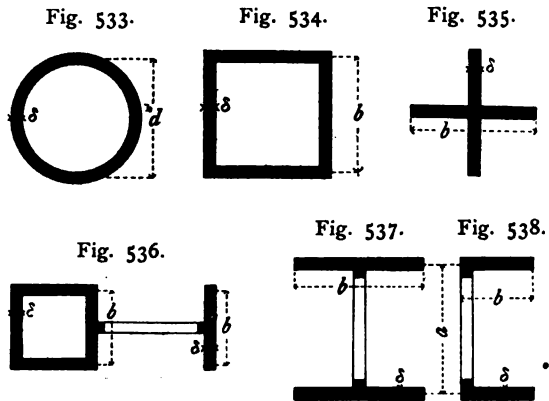
Die in Gufseisen ausgeführte Freistütze hat in vielen Fällen dadurch Unglücksfälle verursacht, daß sie bei Feuersbrünsten stark erhitzt, dann, vom kalten Strahle

des Spritzenschlauches getroffen, sprang und plötzlich zusammenbrach. Dieser Mangel hat schon seit längerer Zeit die gusseiserne Freistütze, wie den gusseisernen Träger aus den Hochbauten nordamerikanischer Städte ganz verbannt, wo sie durch Schmiedeeisen ersetzt ist. In Europa überwiegt die Verwendung des Gusseisens für diese Constructiontheile, wegen der bequemen Formgebung und des meist geringeren Preises gegenüber dem des Schmiedeeisens, noch erheblich.

Indefs ist durch die neue »Baupolizeiliche Vorschrift über Stützen-Constructionen in Hochbauten in Berlin« (vom 4. April 1884⁹⁰⁾ die Verwendung gusseiserner Freistützen unter massiven Wänden von Gebäuden, welche unten Geschäfts-, oben Wohnräume enthalten, von der Bedingung abhängig gemacht, daß diese Stützen durch feste Ummantelungen aus Schmiedeeisen der unmittelbaren Berührung durch Feuer und Wasser entzogen werden; anderenfalls dürfen sie nur aus Schmiedeeisen oder aus Klinkermauerwerk in Cementmörtel gebildet sein⁹¹⁾. Als anderweite Mittel, um die Erhitzung von gusseisernen Freistützen zu verhindern, sind für hohle Querschnitte Vorkehrungen zu schneller Füllung mit Wasser oder zur Erzeugung von frischem Luftzuge von unten her bei Feuersgefahr vorgeschlagen; diese stoßen jedoch meist auf Schwierigkeiten und sind in ihrem Erfolge nicht erprobt⁹²⁾. Bei schweren Lasten ist auch die häufig durchgeführte Ausnutzung hohler Freistützen zu Rauchrohren nicht zu empfehlen, da die Erhitzung der Wandungen und die Einführung des Feuerzuges die Tragfähigkeit wesentlich beeinträchtigen. Auch die Benutzung des Inneren hohler Freistützen zur Ableitung von Wasser soll dann vermieden werden, wenn die Stütze dem Froste ausgesetzt ist, da gefrorenes Wasser die Wandungen sprengt. Ist diese Art der Ausnutzung in nicht frostfreier Lage nicht zu umgehen, so soll man die Wandungen in nicht zu weiter Theilung mit kleinen Bohrlöchern durchbrechen, damit das quellende Eis einigen Ausweg findet, und die inneren Leitungsrohre aus Gusseisen herstellen.

Die Querschnittsformen gusseiserner Freistützen sind bei völlig freier Stellung der Keisring (Fig. 533), der quadratische Kasten (Fig. 534) und das Kreuz (Fig. 535). Stehen die Stützen in der Richtung einer Wand als Einfassung großer Oeffnungen, so verwendet man den Querschnitt nach Fig. 536, den I- (Fig. 537) oder den L-förmigen Querschnitt (Fig. 538), bei denen der Steg gewöhnlich durchbrochen ist⁹³⁾.

Bezüglich der Höhenentwicklung der Stützen ist zu beachten, daß plötzliche Ausladungen in Fuß- oder Kopfprofilen, welche den Querschnitt plötzlich, ohne Verstärkung, auf einen größeren Umfang bringen, bereits Grund zu Zusammenbrüchen geworden sind, indem der schräge Theil der Ausweitung ringsum abgeschert wurde und der engere Theil sich in den weiteren hineinschob. Der Stützenquerschnitt soll daher thunlichst unverändert durchlaufen, weshalb weit ausladende Formen massiv angegoßen, besser in leichter Ausführung umgelegt werden; die erstere Art der Herstellung bringt Gefahren durch die erheblichen und meist plötzlichen Schwankungen der Wandstärke, so daß das letztere Verfahren vorzuziehen ist.



278.
Querschnitt.

⁹⁰⁾ Siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 152. — Deutsche Bauz. 1884, S. 190. — Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 174.

⁹¹⁾ Durch diese Bestimmung veranlaßt, hat neuerdings *Bauschinger* vergleichende Versuche über die Tragfähigkeit von erst erhitzten, dann kalt angespritzten Säulen aus Gusseisen und Schmiedeeisen angestellt, nach denen die ersteren den letzteren überlegen sein sollen. (Vergl.: BAUSCHINGER, J. Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium an der k. technischen Hochschule in München. 1885, Heft 12 — ferner: Wochbl. f. Baukde. 1885, S. 125 u. 149.)

⁹²⁾ Siehe auch Theil III, Bd. 6 dieses »Handbuches«, Abth. V, Abschn. 1, Kap. 1: Sicherungen gegen Feuer.

⁹³⁾ Ueber Ausbildung der nicht centralen Querschnitte siehe: Deutsche Bauz. 1881, S. 344 u. 1882, S. 468.

Glaubt man zur Erzielung von kräftigen Profilierungen die Ausweitung des ganzen Stützenquerschnittes auch im Inneren nicht entbehren zu können, so muß die Ausweitungsstelle im Inneren durch starke, nach oben und unten schlang verlaufende Rippen verstärkt werden.

Hat die Stütze nicht in allen horizontalen Schnitten gleichen Querschnitt, so ist für die Berechnung auf einfachen Druck der absolut kleinste, für die Berechnung auf Zerknicken in der Regel der in halber Höhe liegende Querschnitt maßgebend.

279.
Beanspruchung
und
Berechnung.

Die Beanspruchung gußeiserner Freistützen durch äußere Kräfte ist vertical und ganz oder nahezu centrisch. In den seltenen Fällen, in denen die äußeren Kräfte horizontal, geneigt oder erheblich excentrisch wirken, verwendet man zweckmäßiger Schmiedeeisen.

Die Berechnung der gußeisernen Freistützen erfolgt daher hier nur für Längsdruck, welcher in oder nahe der Stützen-Schwerpunktsaxe wirkt.

280.
Längsdruck
in der
Schweraxe
wirksam.

1) Der Längsdruck erfolgt in der Schwerpunktsaxe. Die Länge l , welche die Stütze haben darf, damit die Querschnittsbemessung lediglich auf den Druck K (in Kilogr. für 1 qcm) ohne Rücksicht auf Zerknicken nach der Gleichung $P = F K^{94)}$ erfolgen kann, ist aus der Gleichung $^{95)}$ zu ermitteln:

$$l \leq h \sqrt{C} \sqrt{\frac{E}{s K}} \sqrt{c}.$$

Für längere Stützen folgt die zulässige Last P mit Rücksicht auf Zerknicken, welche gleich oder größer, als die wirklich vorhandene Last sein muß, aus der Gleichung $^{96)}$

$$P \leq \frac{C E c F h^2}{s l^2}.$$

In diesen Relationen bezeichnet l die Höhe der Freistütze, F ihre Querschnittsfläche, h die kleinste Querschnitts-Dimension, E den Elasticitäts-Modul, s den Sicherheits-Coefficienten, c einen von der Querschnittsform abhängigen Coefficienten und C einen von der Endbefestigung der Freistütze abhängigen Coefficienten. Der letztere Coefficient nimmt nach Theil I, Band 1 (Art. 340, S. 303) in den drei dort angeführten gewöhnlichen (durch Fig. 135, 136 u. 138 veranschaulichten) Stützfällen folgende Werthe an:

Fall 1:	Fall 2:	Fall 3:
Ein Ende eingespannt, das andere frei drehbar und verschiebbar.	Beide Enden frei drehbar und vertical geführt.	Ein Ende eingespannt, das andere frei drehbar und vertical geführt.
$C = \frac{\pi^2}{4}$	π^2	$2 \pi^2$

Es ist weiter $E = 1\,000\,000 \text{ kg}$ für 1 qcm, $s = 8$, $K = 500 \text{ kg}$ für 1 qcm zu setzen, und es lauten die obigen Gleichungen alsdann:

$$l_1 \leq 15,81 h \sqrt{c C} \quad \dots \quad 143.$$

$$P \leq 125\,000 \frac{C c F h^2}{l^2} \quad \dots \quad 144.$$

α) Für den Kreisring-Querschnitt (Fig. 533) erfolgt die Berechnung nach der Gleichung 127. (S. 302) des genannten Bandes: $\delta d \pi \cdot 500 = P$, so lange gemäß Gleichung 143. für $c = \frac{1}{8}$ stattfindet (S. 306 ebendaf.):

⁹⁴⁾ Siehe Gleichung 127. (S. 302) in Theil I, Bd. 1 dieses Handbuchs.

⁹⁵⁾ Siehe Gleichung 131. (S. 303) ebendaf.

⁹⁶⁾ Siehe Gleichungen 128. u. 130. (S. 302 u. 303) ebendaf.

$$\begin{array}{ccc} \text{Fall 1:} & \text{Fall 2:} & \text{Fall 4:} \\ d > \frac{l}{8,78} & \frac{l}{17,56} & \frac{l}{24,88} \dots\dots\dots 145. \end{array}$$

Sind diese Längenverhältnisse nicht einzuhalten, so ergeben sich zulässige Last P , mittlerer Durchmesser d oder Wandstärke δ für $h = d$, $c = \frac{1}{8}$ nach Gleichung 144. zu:

$$P \leq 49062 C \frac{\delta d^3}{l^2}, \quad d > \sqrt[3]{\frac{P l^2}{49062 C \delta}} \quad \text{und} \quad \delta \geq \frac{P l^2}{49062 C d^3} \quad 146.$$

In solchen Fällen, wo der äußere Durchmesser unabänderlich vorgeschrieben ist, muß man für δ eine vorläufige Annahme machen, welche durch zweimalige Rechnung zu corrigiren ist; man wähle dabei $\delta > \frac{14}{41}$ Millim.

β) Für den quadratischen Kastenquerschnitt (Fig. 534) ist nach Gleichung 130. (S. 303) des genannten Bandes

$$c = \frac{2 \frac{\delta b^3}{12} + 2 \delta b \left(\frac{b}{2}\right)^2}{4 \delta b b^2} = \frac{1}{6}.$$

Gleichung 143. giebt für das die Gefahr des Zerknickens ausschließende Verhältniß der Breite zur Länge

$$\begin{array}{ccc} \text{Fall 1:} & \text{Fall 2:} & \text{Fall 4:} \\ b > \frac{l}{10,14} & \frac{l}{20,28} & \frac{l}{28,68} \dots\dots\dots 147. \end{array}$$

Ist dies nicht einzuhalten, so muß werden (nach Gleichung 144.)

$$P \leq \frac{83332 C b^3 \delta}{l^2}, \quad b = \sqrt[3]{\frac{P l^2}{83332 C \delta}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{P l^2}{83332 C b^3} \quad 148.$$

γ) Für Stützenquerschnitte nach Fig. 536 — in welchen die Querstege in der weiter unten zu besprechenden Theilung zu wiederholen und die für die Berechnung des Gesamtquerschnittes zu vernachlässigenden Rippen zwischen diesen Stegen etwa 5 cm breit zu machen sind — ist annähernd

$$c = \frac{\frac{3 \delta b^2}{12} + 2 \delta b \left(\frac{b}{2}\right)^2}{5 \delta b b^2} = \frac{3}{20};$$

folglich das die Gefahr des Zerknickens ausschließende Breitenmaß nach Gleichung 143.:

$$\begin{array}{ccc} \text{Fall 1:} & \text{Fall 2:} & \text{Fall 4:} \\ b \geq \frac{l}{9,61} & \frac{l}{19,23} & \frac{l}{27,2} \dots\dots\dots 149. \end{array}$$

Bei geringerer Abmessung für b muß nach Gleichung 144. stattfinden:

$$P \leq \frac{93750 C b^3 \delta}{l^2}, \quad b = \sqrt[3]{\frac{P l^2}{93750 C \delta}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{P l^2}{93750 C b^3} \quad 150.$$

δ) Für den Kreuzquerschnitt (Fig. 535) ist nach Art. 346 (S. 307) des genannten Bandes $c = \frac{1}{24}$; folglich die nicht zerknickende Breite nach Gleichung 143.

$$b > \frac{l}{5,07} \quad \frac{l}{10,14} \quad \frac{l}{14,34} \dots\dots\dots 151.$$

Ist b kleiner als dieses Maß, so muß nach Gleichung 144. sein

$$P \leq \frac{10416 C \delta b^3}{l^2}, \quad b = \sqrt[3]{\frac{P l^2}{10416 C \delta}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{P l^2}{10416 C b^3} \quad 152.$$

e) Für den I- und L-förmigen Querschnitt (Fig. 537 u. 538) ist

$$c = \frac{2 \delta b^2}{12 \delta \delta b^2} = \frac{1}{12}.$$

Bezüglich der Rippen und Stege gilt das zu Fig. 536 Gefagte. Die nicht zerknickende Breite wird hier nach Gleichung 143.:

$$\delta > \frac{l}{7,17} \quad \text{Fall 1.} \quad \frac{l}{14,34} \quad \text{Fall 2.} \quad \frac{l}{20,28} \quad \text{Fall 4.} \quad \dots \quad 153.$$

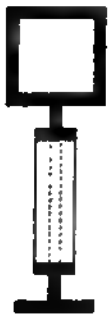
Für geringere Breiten muß nach Gleichung 144. fein:

$$P \leq \frac{20833 C \delta b^2}{l^2}, \quad b = \sqrt[3]{\frac{P l^2}{20833 \delta C}} \quad \text{und} \quad \delta = \frac{P l^2}{20833 C b^2} \quad \dots \quad 154.$$

Sollte in diesen Querschnitten einmal ausnahmsweise a gegen b so klein werden, daß das Trägheitsmoment für die zu den Flanschen parallele Axe das kleinste wird,

so sind die Formeln 153 u. 154 für $c = \frac{2 \delta \delta \left(\frac{a}{2}\right)^2}{2 \delta \delta a^2} = \frac{1}{4}$ aufzustellen.

Fig. 539.



5) Mehrfach zusammengesetzte Querschnitte, wie der sehr häufig verwendete in Fig. 539, sind nach dem für schmiedeeiserne Stützen zu erläuternden Verfahren (Art. 288) zu berechnen.

Die Theilung λ , innerhalb deren bei den Querschnitten Fig. 536, 537, 538 u. 539 mit offenen Stegen je zwei Stege vorhanden sein müssen, ergibt sich bei s -facher Sicherheit^{*)} zu:

$$\lambda = 2 \pi \sqrt{\frac{E \mathcal{F}_{min}}{s P}}, \quad \dots \quad 155.$$

oder für einfache Querschnitte gemäß $\mathcal{F}_{min} = c F h^2$ zu

$$\lambda = 2 \pi h \sqrt{\frac{c E F}{s P}}, \quad \dots \quad 156.$$

Bei der Benutzung aller dieser Formeln sind die Kräfte in Kilogr. und die Längen in Centim. einzuführen.

Beispiele: 1) Die Freistütze für den Träger eines Schaufensters hat bei 375 cm Länge 47000 kg zu tragen, muß als oben und unten verdrehbar gehalten (Fall 2) angesehen werden und soll einen Querschnitt nach Fig. 536 u. 540 mit 18 cm größter Breite erhalten; die für die Berechnung unwesentliche Tiefe ist 77 cm. Da die äußere Breite nur 18 cm betragen soll, so darf b mit nur etwa $18 - 3 = 15$ cm angesetzt werden, und die Länge, bei welcher die Stütze einfach auf 500 kg Druck für 1 cm zu berechnen sein würde, ist nach Gleichung 149.

$$l_1 = 19,22 \cdot 15 = 288 \text{ Centim.}$$

Da die Stütze länger ist, muß sie nach den Gleichungen 150. bemessen werden, und zwar wird

$$\delta = \frac{47000 \cdot 375^2}{93750 \cdot \pi^2 \cdot 15^3} = 2,09 \text{ Centim.};$$

δ ist somit genauer = $18 - 2,09 = 16,0$ cm einzuführen; l_1 wird mit $19,22 \cdot 16,0 = 307$ cm kleiner, als die Länge der Stütze, und die Wandstärke wird nach den Gleichungen 150. genauer

$$\delta = \frac{47000 \cdot 375^2}{93750 \cdot \pi^2 \cdot 16,0^3} = 1,73 \text{ Centim.,}$$

wofür mit Rücksicht auf abermalige Vergrößerung von δ die Wandstärke $\delta = 1,7$ cm ausgeführt wird.

Fig. 541.



^{*)} Nach Gleichung 94. (S. 296) in Theil I, Bd. 1 dieses Handbuchs.

Es ist noch fest zu stellen, in welchen Abständen der hintere Flansch mit dem vorderen Kasten durch Stege verbunden werden muß. Es ist nach Fig. 541

$$x_0 (18 \cdot 1,7 + 3 \cdot 1,7) = 18 \cdot 1,7 \frac{1,7}{2} + 3 \cdot 1,7 \left(1,7 + \frac{3}{2} \right), \text{ woraus } x_0 = 1,16 = \approx 1,2;$$

ferner

$$J_{min} = 18 \frac{1,2^3 + (1,7 - 1,2)^3}{3} + 1,7 \frac{3,2^3 - 0,2^3}{3} = 36.$$

Die auf den Hinterflansch kommende Last ist bei Lastübertragung im Schwerpunkte des ganzen Stützenquerschnittes und bei der dann entstehenden gleichförmigen Vertheilung, da der Hinterflansch $\frac{1}{5}$ des Gesamtquerschnittes ausmacht, gleich $\frac{1}{5}$ der ganzen Last, also $\frac{47000}{5} = 9400$ kg; somit wird nach

Gleichung 155. (für $s = 8$) $\lambda = 2\pi \sqrt{\frac{1000000 \cdot 36}{8 \cdot 9400}} = 225$ cm. Die Stege müssen sich also in Abständen von mindestens 113 cm wiederholen.

2) Eine frei stehende Säule, deren oberes Ende frei beweglich ist, während sie unten mit breiter Platte aufsteht (Fall 1), hat bei 7,5 m Länge eine Belastung von 56000 kg zu tragen; sie soll bequemen Gusses wegen 2,8 cm Wandstärke erhalten; welchen Durchmesser muß sie in halber Höhe haben?

$$\text{Nach Gleichung 146. ist (für } C = \frac{\pi^2}{4}) d = \sqrt[3]{\frac{56000 \cdot 750^2 \cdot 4}{49062 \cdot \pi^2 \cdot 2,8}} = 45 \text{ cm, folglich der äußere}$$

Säulendurchmesser in der Mitte der Höhe gleich 47,3 cm oder rund 48 cm. Soll die Säule Schwellung erhalten, so muß für den schwächsten Querschnitt am oberen Ende noch stattfinden $2,8 d \pi \cdot 500 = 56000$ oder $d = 13$ cm; der äußere Durchmesser brauchte also nur rund 16 cm zu sein, und es kann somit jedes praktisch verwendbare Maß der Schwellung ausgeführt werden.

3) In eine 1 Stein starke Innenwand soll ein I-förmiger Ständer gestellt werden, dessen Flansche behufs bündigen Einputzens 1,8 cm dick sein müssen, so daß die ganze Höhe des Profils 28,8 cm beträgt. Der Ständer ist 4,5 m hoch, oben und unten verdrehbar (Fall 2) und trägt 36000 kg; wie breit müssen die Flansche gegossen werden?

Sollte die Rücksicht auf Zerknicken außer Acht gelassen werden dürfen, so müßte nach Gleichung 153. b aus $\frac{l}{14,34}$ bestimmt werden, also $\frac{450}{14,34} = 31$ cm betragen. Da diese Breite unbequem ist, soll die geringste wegen der Gefahr des Zerknickens zulässige ausgeführt werden, welche nach Gleichung 154. aus

$b = \sqrt[3]{\frac{36000 \cdot 450^2}{20833 \cdot 1,8 \cdot \pi^2}}$ mit 28,8 cm oder rund 27 cm folgt. Wird die Mittelwand nicht voll gegossen, so ist die Theilung der Verbindungsstege zu berechnen, wie in Beispiel 1.

2) Der Längsdruck wirkt im Abstände u von der Schwerpunktsaxe. Bei Freistützen wird u stets in der Richtung einer der Symmetrie-Axen (Trägheits-Hauptaxen, siehe Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«, Art. 314, S. 270) liegen, so daß für die aus der Excentricität entstehende Biegung die zu u senkrechte neutrale Axe und eines der Hauptträgheitsmomente J in Frage kommen. Es bezeichne noch e den Abstand der äußersten Fasern von der neutralen Axe.

Man bemesse den Querschnitt zunächst für Druck in der Schweraxe nach obigen Regeln auf Zerknicken, und untersuche dann den Einfluß der excentrischen Wirkung, indem man die Spannungswerthe ⁹⁸⁾

$$\sigma = \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{F}{J} u e \right) \dots \dots \dots 157.$$

berechnet; darin ist für die entfernteste Faser auf derjenigen Seite der neutralen Axe, auf welcher P wirkt, neben dem entsprechenden Werthe von e das Plus-Zeichen, für die entfernteste Faser der abgewendeten Seite das Minus-Zeichen zu berücksichtigen. Für die einfachen Querschnitte (Fig. 533, 534, 535, 537 u. 538) kann man auch hier $J = c F k^2$ einführen; die Gleichung lautet dann:

⁹⁸⁾ Nach Gleichung 50. (S. 273) in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«.

$$\sigma = \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{u e}{c h^2} \right), \quad \dots \quad 158.$$

worin nun h die Querschnitts-Dimension normal zur neutralen Axe bedeutet.

Sollte das Binom in der Klammer für eine der äußersten Fasern negativ, d. h. $u e > c h^2$ oder $F u e > \mathcal{F}$ werden, so ergäbe sich für σ Zugspannung, und es empfiehlt sich dann, den Querschnitt so abzuändern, daß auch in dieser Faser Druck entsteht; auf der anderen Seite darf σ den Werth von höchstens 650 kg nicht überschreiten.

283. Beispiel. Auf die Freistütze des Beispiels 1 in Art. 281 sei die Last von 47 000 kg so gelagert, daß sie in der Mitte A (Fig. 540) der Tiefe von 77 cm angreift. Hier ist $F = 3 \cdot 18 \cdot 1,7 + 2 \cdot 14,6 \cdot 1,7 = 141,9$ cm; der Abstand x_0 des Schwerpunktes von der Vorderkante folgt aus

$$x_0 = \frac{18 \cdot 1,7 (0,88 + 17,15 + 76,15) + 2 \cdot 14,6 \cdot 1,7 \cdot 9}{141} = \approx 23,5;$$

somit ist für die Zugseite $e = 23,5$ cm, für die Druckseite $e = 77 - 23,5 = 53,5$ cm das Trägheitsmoment für die Schwerpunktsaxe, welches berechnet werden muß; weil hier Gleichung 157. zur Verwendung kommt, ist

$$\mathcal{I} = 18 \frac{23,5^3 - 21,5^3 + 7,2^3 - 5,5^3 + 53,5^3 - 51,5^3}{3} + 2 \cdot 1,7 \frac{21,5^3 - 7,2^3}{3} = 113 096.$$

Die größten Spannungen sind demnach nach Gleichung 157.

$$\sigma = \frac{47 000}{141} \left(1 + \frac{15 \cdot 53,5 \cdot 141}{113 096} \right) = 666 \text{ kg Druck an der Innenkante und}$$

$$\sigma = \frac{47 000}{141} \left(1 - \frac{15 \cdot 23,5 \cdot 141}{113 096} \right) = 187 \text{ kg Druck außen.}$$

Die Stütze genügt demnach eben für die excentrische Belastung. Die stärkere Belastung des Innenflansches hat nun aber nach Maßgabe der Gleichung 155. eine Verkürzung der Theilung λ der Verbindungsstege zur Folge.

284. Ausführung. Die Herstellung der gußeisernen Stützen erfolgt der Einfachheit halber bei großer Länge in liegender Stellung; diese Art gestattet zwar den Guß sehr langer Theile in einem Stücke; doch fällt der Guß leicht locker und blasig aus, weil das flüssige Eisen nur unter geringem Drucke steht, und die Luftblasen aus der langen horizontalen Form schwer entweichen können. Auch ist es schwierig, den schweren Kern so steif zu bilden, daß er in der Mantelform nicht durchhängt, und so entstehen gerade an der ungünstigsten Stelle, in der Mitte der Länge, ungleiche Wandstärken, oben zu große, unten zu geringe. Die sich ergebende Schiefe und ungleichmäßige Dichtigkeit des Querschnittes haben auf die Tragfähigkeit der Stütze denselben ungünstigen Einfluß, wie excentrische Wirkung der Last, und können eine richtig berechnete Stütze ernstlich gefährden. Die Ungleichmäßigkeit der Wandstärken ist genau nur durch Anbohren zu erkennen.

Mit Sicherheit werden diese Mängel nur bei stehendem Guße vermieden. Hierbei ist die Länge der Theile eine beschränktere, da Gießgruben von entsprechender Tiefe erforderlich sind. Nur größere Gießereien haben die nöthigen Anlagen und gießen Längen bis zu etwa 8 m. Der Guß wird dicht, weil die Last des Eisens selbst das Material verdichtet, und die Blasen können nach oben entweichen. In der stehenden Form kann der Kern leicht centrirt und gerade gehalten werden.

Die Dichtigkeit des Gußes prüft man am besten durch Nachwägen der Stücke von bekanntem cubischen Inhalte.

b) Freistützen in Schmiedeeisen.

285. Querschnitt. Schmiedeeiserne Stützen bestehen ausschließlich aus Walzprofilen, und zwar sind für ganz leichte Stützen I- und L-Profile zu verwenden; schwerere werden durch Vernieten mehrerer Walzeisen hergestellt.

Fig. 542.



Fig. 543.

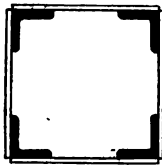


Fig. 544.

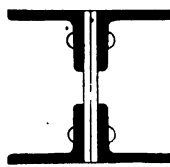


Fig. 545.

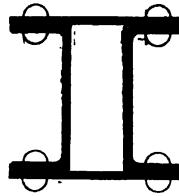


Fig. 546.



Fig. 547.

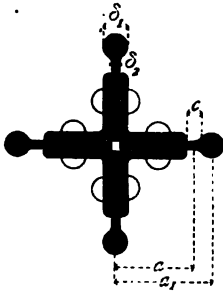


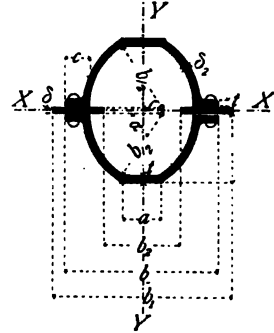
Fig. 548.



Fig. 549.



Fig. 550.



Da die Theile des Querschnittes ohne offenen Schlitz fest auf einander genietet werden, da aber die mit Rücksicht auf dichten Schluß der Fuge zu verwendende Heftniettheilung (siehe Art. 207, S. 144 u. Art. 238, S. 166) von $6d$ bis $8d$ kleinere Abstände der Verbindungen liefert, als die Rücksicht auf Widerstand der einzelnen Theile gegen Zerknicken, so braucht letztere hier nicht — wie für gußeiserne Stützen (Gleichung 155.) — der Berechnung der Theilung der Verbindungen zu Grunde gelegt zu werden. Es kann also der Gesamtquerschnitt mit seinem Trägheitsmomente bei der Berechnung ohne Weiteres benutzt werden, sobald die einzelnen Theile ohne Zwischenraum auf einander liegen.

Außer den einheitlichen Walzprofilen, nämlich den I-, E- und für schwache Stützen den \pm -Eisen⁹⁹⁾, deren Berechnung ganz nach den

Fig. 551.

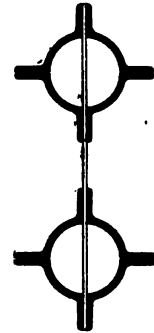


Fig. 552.

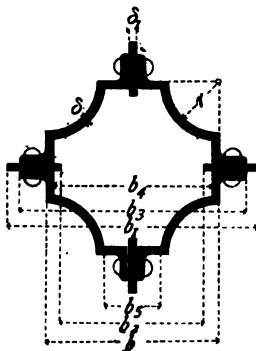


Fig. 553.

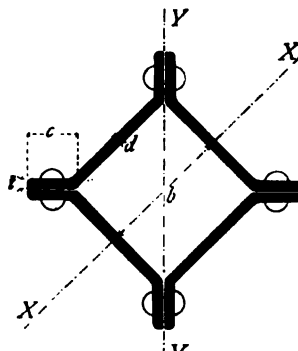
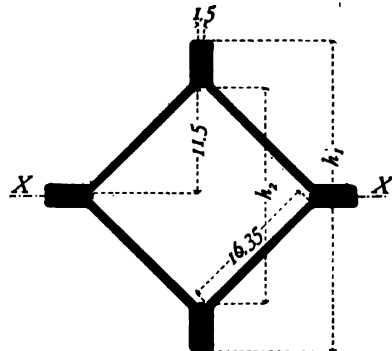


Fig. 554.



⁹⁹⁾ Ueber starke \pm -Eisen-Profile nebst zugehörigen Köpfen und Füßen siehe: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 552 — ferner: Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885, S. 936 u. 1886, S. 40.

obigen Regeln durchgeführt werden kann, sind bisher die in Fig. 542 bis 554 dargestellten zusammengesetzten Querschnitte verwendbar.

Gemeinsame Eigenschaft der meisten genieteten Querschnitte sind die durch die Verbindungstheile entstehenden vorspringenden Rippen, die in der Ansicht nicht eben günstig wirken, aber nur bei so großem Umfange zu vermeiden sind, daß das Innere zugänglich wird. Querschnitte, wie Fig. 546 (Berliner Stadtbahn), sind nur in kurzen Stücken herzustellen, und selbst da bedingt die Nietung der zweiten Platte besondere Vorkehrungen. Aus dem gleichen Grunde sind kreisringförmige Stützen aus genietetem Bleche mit kleinem Durchmesser selten, auch nicht zu empfehlen, da die zur Mitte nicht allseitig symmetrischen Nietnähte den Querschnitt schief machen.

Die Elemente für die Querschnittsbildung schmiedeeiserner Freistützen sind:

- 1) das gleichschenkelige Winkeleisen (Fig. 542, 543, 547 u. 549, siehe die Normalprofile in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«, Art. 182, S. 194);
- 2) das ungleichschenkelige Winkeleisen (Fig. 544, siehe die Normalprofile ebendaf., Art. 182, S. 195);
- 3) das L-Eisen (Fig. 545 u. 546, siehe die Normalprofile ebendaf., Art. 185, S. 197);
- 4) das I-Eisen, siehe die Normalprofile ebendaf., Art. 188, S. 198);
- 5) die Blechplatte als Aufsen-Lamelle (Fig. 543 u. 546) oder als Einlage (Fig. 544 und 549);
- 6) das Bandeisen als Einlage in Schlitz zwischen den übrigen Profileisen (z. B. dargestellt in Fig. 550, 552 u. 554, eben so einzulegen in die Querschnitte Fig. 548 u. 553);
- 7) das Bandeisen mit Rundstab (*fer plat à boudin*, Fig. 547) zur Ausfüllung von Schlitz und Versteifung des äußeren Umfanges, vorwiegend in Frankreich angewendet;
- 8) das Quadrant-Eisen (Fig. 548, 549 u. 551, siehe die Normalprofile im genannten Bande, Art. 187, S. 197), die bequemste Form für cylindrische Freistützen, gebräuchlichstes Profil amerikanischer Constructionen;
- 9) das Belageisen (Fig. 550, siehe die Normalprofile ebendaf., Art. 184, S. 196), welches einen ungewöhnlich lang gestreckten Querschnitt und, wegen der schmalen Flansche, eine schwierige Vernietung ergibt;
- 10) das Quadrant-Eisen mit doppeltem Winkel (Fig. 552, Völklinger Hütte), welches im Handel nicht stets zu haben ist, indes durch verschiedenartige Zusammensetzung die Bildung einer großen Zahl von zweckmäßigen Querschnitten gestattet;
- 11) das Trapez-Eisen oder schiefwinkelige Rinneneisen (Fig. 553 u. 554), welches u. A. von der Burbacher Hütte in nachfolgenden Profilen hergestellt wird:

Profil		b	c	d	t	Querschnitt	Gewicht	Trägheitsmoment für die Axen XX oder YY für 4 Eisen.
Blatt	Nr.							
XXIV	6	16,35	7	1,3	1,3	36,9	28,6	11 747
XXIV	6 ^a	16,35	7	1,5	1,5	42,0	32,6	13 814
XXIV	6 ^b	16,35	7,3	1,7	1,7	47,2	36,6	15 880
XXIV	7	28	8,35	1,8	1,8	88,8	68,9	73 957
XXIV	7 ^a	28	8,5	2	2	96,8	75,1	81 602
XXIV	7 ^b	28	8,63	2,2	2,2	104,8	81,3	89 247
XXIV	7 ^c	28	8,77	2,4	2,4	112,8	87,5	96 892
XXIV	7 ^d	28	8,9	2,6	2,6	120,8	93,7	104 537
XXIV	7 ^e	28	9,05	2,8	2,8	128,8	99,9	112 182
XXIV	7 ^f	28	9,2	3	3	136,8	106,1	119 827
XXIV	7 ^g	28	9,33	3,2	3,2	144,8	112,3	127 472
XXIV	7 ^h	28	9,5	3,4	3,4	152,8	118,5	135 117
XXIV	7 ⁱ	28	9,6	3,6	3,6	160,8	124,7	142 760
		Centimeter.				Quadr.-Centim.	Kilogr.	Centimeter.

Außer diesen Profilen, welche noch eine große Zahl von Variationen gestatten, kann noch eine weitere Reihe ausgebildet werden, indem man 2, 3, 4 oder noch mehrere dieser Stützen durch Gitterwerk zu gegliederten Freistützen verbindet oder

in die Hohlräume der einfachen Querschnitte noch Bleche und Winkeleisen einfügt (Fig. 549 u. 551).

Einen Querschnitt ersterer Art bildet streng genommen schon der I-förmige Querschnitt in Fig. 544, welcher aus 2 T-förmigen Querschnitten mittels Vergitterung erzielt wurde. Fig. 543 zeigt die Idee eines Quadrat-Querschnittes aus 4 Winkeleisen und 4 Gitterwänden, in welchem die Winkeleisen sehr häufig umgedreht erscheinen, so daß ein Kreuz aus 4 Winkeln mit sehr breiten Schlitzten entsteht. Fig. 551 die eines zweitheiligen Querschnittes aus 2 Quadrant-Eisen-Säulen.

Derartige Anordnungen werden jedoch nur bei sehr bedeutender Höhe und Belastung und namentlich dann verwendet, wenn horizontale oder geneigte Kräfte auf die Freistütze wirken. Ihre Anwendung wird durch die gewöhnlichen Aufgaben des Hochbaues nur selten bedingt; sie kommen z. B. zur Unterstützung der Dächer weiter Hallen, also in Bahnhof-, Markt-, Festhallen, Ausstellungsgebäuden etc. vor, wo sie die seitlichen Winddrücke aufzunehmen haben.

Für die äußere Ausstattung der schmiedeeisernen Stützen sind völlig befriedigende Formen bisher nicht gefunden, da fast alle Profile die mageren Eisdicken zeigen und sich daher den kräftigeren Formen steinerer und hölzerner Constructionstheile schlecht anschließen. Das Walzverfahren gestattet nur die Herstellung völlig prismatischer Formen. Verjüngungen und Schwellungen können nur durch Verwendung complicirter Herstellungsmethoden (Berliner Stadteisenbahn: trapezförmig geschnittene Platten für Fig. 546, keilförmig geschmiedete Einlagestreifen für Fig. 553) mit vergleichsweise hohen Kosten erzielt werden; verzierende Theile müssen aus anderweitigem Materiale (Zink, Zinkguß, Gußeisen) gebildet und mittels Verschraubung angefügt werden. Die Nietköpfe verschwinden durch Versenkung. Zur völligen Beseitigung dieser Schwierigkeiten sind in Amerika Ummantelungen mit Terracotta-Platten vorgenommen worden, welche mittels Blechklammern an besonderen Befestigungstheilen, bezw. an den Nietköpfen aufgehängt, dann in den Fugen verstrichen oder ganz geputzt sind. Es entsteht so scheinbar eine steinerne Stütze, der man jedes gewünschte Profil geben kann und deren feuerfester Mantel zugleich den eisernen Kern schützt. Die Anordnung ist jedoch complicirt und theuer und hat den Mangel, daß bei Temperaturänderungen in Folge der Bewegungen des Eisens leicht Risse in den Plattenfugen entstehen ¹⁰⁰⁾.

287.
Ausstattung.

Für einfache Querschnitte erfolgt die Berechnung auf Zerknicken nach Ermittlung des Coefficienten c (siehe Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«, Art 340, S. 303) nach den Gleichungen 143., bezw. 144. (S. 186) ganz so, wie es oben für gußeiserne Stützen gezeigt wurde. Es ist jedoch die allgemeine Ermittlung von c für die meisten Querschnittsarten nicht möglich, für die angegebenen nur in den Fällen der Fig. 542 u. 544. In allen anderen Fällen, sowohl bezüglich der einheitlichen Querschnitte, wie auch bezüglich der zusammengesetzten, erfolgt die Ermittlung des gegen Zerknicken widerstandsfähigen Querschnittes nach der Gleichung 150. (Art. 351, S. 312) des genannten Bandes:

288.
Berechnung.

$$F = \frac{f \mathcal{J}_{\min}}{\mathcal{J}_{\min} - \alpha f l^2}, \dots \dots \dots 159.$$

nach welcher auch zusammengesetzte Querschnitte aus Gußeisen zu berechnen sind. Es bezeichnet \mathcal{J}_{\min} das kleinste in Frage kommende Trägheitsmoment, f diejenige

¹⁰⁰⁾ Vergl. auch: HEUSER, G. Ueber Pfeiler von verschiedenfeitiger Structur. Deutsche Bauz. 1881, S. 344; 1882, S. 468; 1883, S. 456.

Schmiedeeiserne Säulen aus Quadrant-Eisen und Verkleidung eiserner Stützen. Deutsche Bauz. 1884, S. 225.

KOULLE, H. Schmiedeeiserne Stützen aus Quadranteisen und L-Eisen. Deutsche Bauz. 1884, S. 235.

Querschnittsfläche $\frac{P}{K}$, welche sich bei der Berechnung auf einfachen Druck ergibt,

und den Coefficienten $\alpha = \frac{K s}{C E}$ (worin s der Sicherheits-Coefficient).

Wird die zulässige Druckspannung K für Hochbau-Constructionen zu 800 kg für 1 qcm angenommen, der Sicherheits-Coefficient $s = 5$, $E = 2\,000\,000$ kg für 1 qcm gesetzt, so wird der Coefficient α für die drei gewöhnlichen Befestigungsfälle

$$\begin{array}{lll} \text{Fall 1 } (C = \frac{\pi^2}{4}): & \text{Fall 2 } (C = \pi^2): & \text{Fall 4 } (C = 2\pi^2): \\ \alpha = \frac{4 \cdot 800 \cdot 5}{\pi^2 \cdot 2\,000\,000} = 0,0008 & \alpha = \frac{800 \cdot 5}{\pi^2 \cdot 2\,000\,000} = 0,0002 & \alpha = \frac{800 \cdot 5}{2\pi^2 \cdot 2\,000\,000} = 0,0001. \end{array}$$

Dafs bei den einheitlich vernieteten Querschnitten wegen der engen Heftniettheilung die einzelnen Bestandtheile nicht auf ihre Steifigkeit untersucht zu werden brauchen, ist oben gesagt. Bei den durch Vergitterungen hergestellten Querschnitten ist

jedoch die Knotentheilung des Gitterwerkes nach Gleichung 155.: $\lambda = 2\pi \sqrt{\frac{E \mathcal{F}_{min}}{s P}}$ zu ermitteln, worin λ die doppelte Knotentheilung, $s = 5$ und P gleich der Last zu setzen ist, welche auf den einzelnen Bestandtheil des Querschnittes kommt.

Die Berechnung auf Biegung bei excentrischer oder geneigter Belastung erfolgt, wenn M die Summe der Momente aller verticalen Kräfte bezüglich des Schwerpunktes des Stützenquerschnittes und aller horizontalen Kräfte bezüglich des untersuchten Querschnittes bezeichnet, nach der Gleichung

$$s = \frac{P}{F} \pm \frac{M e^{101})}{\mathcal{F}}, \quad \dots \quad 160.$$

welche bei Ueberwiegen des zweiten Summanden Zugspannungen liefern kann.

In den Formeln 155. u. 159. steckt nun das kleinste, in 160. das Trägheitsmoment des Querschnittes bezüglich einer bestimmten, nämlich der zum Momente M gehörigen neutralen Axe. Es mögen daher hier zunächst einige Bemerkungen über die Berechnung der Trägheitsmomente folgen (siehe Art. 305 bis 317, S. 266 bis 272 in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«).

Die Trägheitsmomente der Querschnitte in Fig. 542, 545, 544, 546 u. 543 erfolgt durch wiederholte Anwendung der Formel für das Rechteck, wie es a. a. O. in Art. 308 bis 311 (S. 267 u. 268) für mehrere Fälle durchgeführt ist.

Die Trägheitsmomente für Fig. 548 sind der Tabelle auf S. 197 des genannten Bandes, jene für Fig. 553 der Tabelle auf S. 192 des vorliegenden Bandes zu entnehmen.

Querschnitte nach Fig. 549 bedingen gleichzeitige Benutzung der Tabellen und der Formeln für zusammengesetzte Querschnitte.

Für den Querschnitt in Fig. 547 ist dem Trägheitsmomente des Kreuzquerschnittes innerhalb der Winkeleisen für genaue Berechnung noch $\frac{\delta_1^2 \pi}{16} (\delta_1^2 + 8 a_1^2) + \frac{c \delta_2}{6} (12 a_1^2 + \delta_2^2)$ oder für sehr annähernde Berechnung $\frac{\pi \delta_1^2 a_1^2}{2} + 2 c \delta_2 a^2$ hinzuzufügen.

Beim Querschnitt in Fig. 550 ist nicht ohne Weiteres für alle Fälle zu entscheiden, ob YY oder XX das Trägheitsmoment \mathcal{F}_{min} liefert. Bezeichnet \mathcal{F}_1 das Trägheitsmoment des einzelnen Belageisens für die zur Basis parallele Schweraxe und \mathcal{F}_2 für die dazu lothrechte Symmetrie-Axe (vergl. den oben genannten Band, S. 196), so ist

$$\mathcal{F}_x = 2 \left(\mathcal{F}_1 + \frac{F(h + \delta)^2}{4} \right) + (b_1 - b_2) \frac{\delta^3}{12},$$

¹⁰¹⁾ Siehe Gleichung 33. (S. 261) in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«.

$$J_y = 2 J_z + \delta \frac{b_1^3 - b_2^3}{12},$$

wenn F den Querschnitt eines Belageisens bezeichnet. Fehlt die Einlage, so setze man $\delta = 0$.

Für Querschnitte aus dem in Fig. 552 verwendeten Eisen muß das Trägheitsmoment für jede Form besonders berechnet werden. Für das gewählte Beispiel ist für jede durch den Mittelpunkt gehende Axe:

$$J = r \delta (r^2 \pi + 2 \pi b^2 - 8 r b) + \frac{1}{12} \left[\delta_1 (b_1^3 - b_2^3) + 2 \delta (b_3^3 + b_4^3 - b^3 - \delta_4^3) + \right. \\ \left. + (b_5 - \delta) (b^3 - b_4^3) + (b_5 - b) \{ (\delta_1 + 2 \delta)^3 - \delta_1^3 \} + (b_1 - b_2) \delta_1^3 \right].$$

Fehlen die Einlagen, so ist $\delta_1 = 0$ zu setzen.

Schließlich sei noch erwähnt, daß in der Regel in gedrückten Querschnitten die Nietlöcher bei Berechnung der Flächen und Trägheitsmomente nicht abgezogen werden.

Beispiele: 1) Es ist eine Säule aus Quadrant-Eisen zu berechnen, welche 35 000 kg bleibender und 24 000 kg nicht stoßweise wirkender, mobiler Belastung zu tragen hat. Die Länge ist 630 cm; der Fuß ist eingespannt und der Kopf verdrehbar gehalten (Fall 4). Der reine Druckquerschnitt ist (nach Gleichung 18., S. 251 in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«) $f = \frac{35000}{1200} + \frac{24000}{720} = 62,5$ qcm. Für Profil Nr. 10 der Tabelle für Quadrant-Eisen mit der Wandstärke von 8 mm (Art. 187, S. 197 des eben genannten Bandes) ist $J = 5434$; folglich muß für $\alpha = 0,0001$ nach Gleichung 159. der auszuführende Querschnitt

$$F = \frac{62,5 \cdot 5434}{5434 - 0,0001 \cdot 62,5 \cdot 630^2} = 115 \text{ qcm}$$

sein. Das gewählte Profil reicht somit noch nicht aus; es muß das allerdings zu starke Profil Nr. 10 mit der Wandstärke von 12 mm und $J = 7395$, $F = 120$ qcm ausgeführt werden.

2) Für 60 000 kg bleibende und 40 000 kg mobile Last soll eine 800 cm lange, oben und unten verdrehbar gehaltene Freistütze (Fall 2) nach Fig. 554 mit 1,5 cm starken Einlagen ausgebildet werden. Es ist (wieder nach Gleichung 18., S. 251 in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«) $f = \frac{60000}{1200} + \frac{40000}{720} = 105,5$ qcm; ferner in Gleichung 159. $\alpha = 0,0001$. Wird vorläufig Profil 6 (der Tabelle auf S. 192 im vorliegenden Bande) gewählt, so ist für die Axe XX

$$h_1 = 2 \frac{16,85}{1,414} + 2 \cdot 7 + 1,5 = 38,5 \text{ cm}, \quad h_2 = 38,5 - 14 = 24,5 \text{ cm}, \text{ und}$$

$$J = \left[\frac{11747}{4} + 36,9 \left\{ \left(\frac{11,5 + 1,5}{2} \right)^2 - \left(\frac{11,5}{2} \right)^2 \right\} \right] 4 + 1,5 \frac{38,5^3 - 24,5^3}{12} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{1,5^3}{12} = 18383.$$

Es muß somit nach Gleichung 159. sein: $F = \frac{105,5 \cdot 18383}{18383 - 0,0001 \cdot 105,5 \cdot 800^2} = 397$ qcm. Tatsächlich ist $F = 4 (36,9 + 1,5 \cdot 7) = 190$ qcm; es wird also Profil 7 mit $F = 4 (88,5 + 1,5 \cdot 8,5) = 405$ qcm auszuführen sein, da 6b noch viel zu schwach ist. Profil 7 ist nach dem vorgeführten Rechnungsgange jedoch noch besonders zu untersuchen.

c) Kopf der Freistützen.

Die Detail-Ausbildung der Stützenköpfe hängt derart von dem zu tragenden Theile ab, daß eine allgemeine Behandlung nicht thunlich erscheint. Nur die folgenden Regeln sind für die Mehrzahl der Fälle giltig.

Reicht die Freistütze nur durch ein Geschos, so lagere man die zu tragenden Theile genau centrirt, d. h. so auf das obere Ende, daß die Last stets im Schwerpunkt des Stützenquerschnittes wirkt. Träger lagert man daher am besten auf flach abgerundete Schneiden.

Reicht die Stütze durch mehrere Geschosse, so ist es bei Gußeisen in der Regel zweckmäßig, die die Last aufnehmenden Theile nicht in feste Verbindung mit der Stütze zu bringen, sondern einen gesonderten Gußring mit den nöthigen Ansätzen¹⁰²⁾ um die Stütze zu legen, welcher sich auf einen Wulst der letzteren

¹⁰²⁾ Siehe die Construction der Freistützen im Alhambra-Theater zu London: *Engng.*, Bd. 37, S. 539 u. ff.

289.
Beispiele.

290.
Ausbildung.

setzt. Man gelangt auf diese Weise unter allen Umständen zu einfachen Gußformen und zur Möglichkeit der Erfüllung der letzten Regel, daß die Stützen verschiedener Geschosse ohne Einfügung eines Zwischengliedes und ohne Querschnittsschwächungen unmittelbar auf einander stehen sollen.

Die Stützen verschiedener Geschosse werden in der Regel gefondert hergestellt und greifen in oder dicht über der Kopf-Construction falzartig mit abgedrehten Druckflächen unter Einlegung von Blei- oder besser Kupferringen in einander. Nur bei leichten Stützen werden die die Last aufnehmenden Theile fest an die Stütze gegossen, wodurch der Guß erschwert wird und die Gußspannungen sich erhöhen.

Bei schmiedeeisernen Stützen nietet man zur Aufnahme der Lasten Consolen in die Schlitz für die Füllstreifen, da diese gegen Zerknicken zugefügten Theile am Kopfe nicht mehr erforderlich sind. Fehlen die Schlitz, so erfolgt die Befestigung an den vorspringenden Flanschen. Für die verschiedenen Geschosse sind auch diese Stützen neuerdings nach Abhobeln der Endflächen, nöthigenfalls unter Einlegung von Kupfer, stumpf auf einander gesetzt¹⁰³⁾, und es werden alsdann Seitenverschiebungen durch Einsetzen vorspringender Lappen in den Fuß der oberen Stütze verhindert, welche in den Kopf der unteren greifen, oder es werden schmiedeeiserne Platten eingelegt, welche dem Stützenprofile entsprechend oben und unten mit dem Hobel ausgenuthet sind.

Das stumpfe Aufsetzen ist jedoch nur bei vertical belasteten Freistützen zulässig. Haben sie Biegung auszuhalten, so müssen gußeiserne Stützen entsprechend tief in einander greifen (vergl. die Ausbildung der Füße unter d); schmiedeeiserne sind entweder ohne Stoß durchzuführen oder, wenn sie zu lang werden, vollständig zu verlaschen.

Getheilte Stützen können entsprechend der Abnahme der Last von unten nach oben in den Geschossen schrittweise verschwächt werden.

d) Fuß der Freistützen.

Jede Freistütze bedarf eines Fußes, welcher die Aufgabe hat, durch Erbreiterung der Basis die hohe specifische Pressung in der Stütze auf die geringere zu ermäßigen, welche auf Quader, Mauerwerk und Baugrund ausgeübt werden darf¹⁰⁴⁾. Im weitesten Sinne besteht daher der Fuß bei schweren Freistützen aus der gußeisernen Druckplatte, dem Grundquader und dem Fundament-Mauerwerk, von welchen Theilen jedoch häufig einer — am häufigsten der Quader — fehlt, mit anderen Theilen vereinigt ist.

Der hier zu betrachtende Fuß der Freistütze im engeren Sinne ist die Druckplatte, welche die Pressungsvertheilung auf den Quader oder das Mauerwerk herstellt. Ihre Ausbildung hängt wesentlich davon ab, ob lediglich verticale Kräfte wirken und zugleich die Freistütze verdrehbar aufgestellt sein soll (Druckplatte) oder ob die Stütze gegen Biegung oder Ausweichen beim Zerknicken eingespannt sein soll (Ankerplatte).

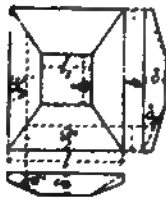
¹⁰³⁾ Siehe die Construction der Freistützen im neuen Packhof zu Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 375.

¹⁰⁴⁾ Wie aus Theil I, Bd. 1, aus der nächsten Abtheilung des vorliegenden Bandes und aus dem darauf folgenden Bande dieses »Handbuches« hervorgeht, beträgt die zulässige Pressung im Mittel für Quader 20 bis 50 kg, für Klinkermauerwerk in Cement 11 bis 14 kg, für gewöhnliches Backsteinmauerwerk 7 bis 8 kg, für Beton 5 bis 6 kg, auf den Baugrund 2 bis 4 kg pro 1 qcm.

eine denselben entsprechende Nuth, in welche die Stütze eingreift. Die Unterfläche der Stütze, wie die Standfläche auf der Platte wird abgehobelt, bzw. abgedreht: zweckmäßig ist auch hier eine Zwischenlage von Walzblei oder Kupfer.

Die Platte wird 1,5 cm hohl auf Eisenkeilen verlegt, dann mit Cement vergossen und, nach dessen Erhärten von den Keilen befreit. Die gebräuchliche Befestigung der Platte durch Steinschrauben nach unten ist überflüssig: will man sich gegen zufällige Seitenverschiebungen sichern, so gebe man der Platte eine 8 cm hohe Kreuzrippe nach unten, welche in eine entsprechende Nuth der Unterlage greift und hier vergossen wird (Fig. 556).

Fig. 557.



Die nothwendige Grundfläche der vollen Platte (Fig. 557) ist

$$lb = F = \frac{P}{\sigma_1}, \quad 165.$$

die Seite der quadratischen Platte

$$b = \sqrt{\frac{P}{\sigma_1}} \quad 166.$$

Die Plattenstärke ist theoretisch am Rande Null und ist übrigens für die allgemeine Form der rechteckigen Platte, bei welcher Ober- und Unterfläche nicht ähnlich sind, im Abstände x_1 , bzw. x_2 von den Kanten nach dem größeren Werthe aus folgenden beiden Formeln zu bemessen:

$$\delta_1 = 0,1 x_1 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \frac{3l - 2x_1}{l - 2x_1} \frac{l - l_1}{b - b_1}} \quad \text{u.} \quad \delta_2 = 0,1 x_2 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \frac{3b - 2x_2}{b - 2x_2} \frac{l - l_1}{l - l_1}} \quad 167.$$

Für die größte Plattenstärke ist

$$x_1 = \frac{b - b_1}{2} \quad \text{und} \quad x_2 = \frac{l - l_1}{2}$$

einsetzen; die Gleichungen lauten alsdann:

$$\begin{aligned} \delta_{1 \max} &= 0,05 (b - b_1) \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \left(1 + 2 \frac{l}{l_1}\right)}, \\ \delta_{2 \max} &= 0,05 (l - l_1) \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \left(1 + 2 \frac{b}{b_1}\right)}. \end{aligned} \quad 168.$$

In der Regel ist hierin für x_1 , bzw. x_2 der Abstand von Plattenrand bis Stützenrand einzuführen; der größere Werth giebt alsdann die größte Plattenstärke δ , welche geradlinig nach der Randstärke von 2 cm ausläuft. Große Platten kann man jedoch auch so formen, daß man von der Randstärke aus horizontale Ebenen in die Curven für δ_1 , bzw. δ_2 einschneiden läßt.

Schneiden die Gratlinien der Platten, wie meist der Fall, unter 45 Grad in die Ecken, so ist $l - l_1 = b - b_1$, und die Gleichungen lauten alsdann:

$$\delta_1 = 0,1 x_1 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \frac{3l - 2x_1}{l - 2x_1}} \quad \text{und} \quad \delta_2 = 0,1 x_2 \sqrt{\frac{\sigma_1}{3} \frac{3b - 2x_2}{b - 2x_2}} \quad 169.$$

Ist schließlich die Platte quadratisch, also $l = b$ und $l_1 = b_1$, so werden δ_1 und δ_2 gleich; es genügt dann eine der Formeln 169.

Beispiel. Eine Platte, welche als Seitenlängen der Stützfläche $b_1 = 20$ cm und $l_1 = 30$ cm, dabei wegen der Form des Mauerwerkes die ganze Breite $b = 50$ cm haben muß, hat 28000 kg zu tragen und ruht auf Mauerwerk, welches mit $\sigma_1 = 8$ kg für 1 qcm belastet werden darf. Nach Gleichung 165. ist

$F = \frac{28000}{8} = 3500 \text{ qcm}$, also $l \cdot 50 = 35000$ und $l = 70 \text{ cm}$. Nach Gleichung 168. wird die größte Plattenstärke

$$\delta_{1max} = 0,05 (50 - 20) \sqrt{\frac{8}{3} \left(1 + \frac{2 \cdot 70}{30}\right)} = 5,835 \text{ cm} \approx 5,9 \text{ cm}$$

und

$$\delta_{2max} = 0,05 (70 - 30) \sqrt{\frac{8}{3} \left(1 + \frac{2 \cdot 50}{20}\right)} = 8,0 \text{ cm}.$$

Letzteres ist auszuführen. Will man die Seitenflächen der Platten gekrümmt formen, so ergibt sich die Krümmung aus den größten Werthen der Gleichung 167., indem man die correspondirenden Werthe von x_1 und x_2 einführt.

Für schwere Freistützen liefern diese Platten zu große Stärkenmaße; die Platten sind alsdann behufs Materialersparnis zu gliedern. Solche Platten kommen vorwiegend unter central-symmetrischen Stützenquerschnitten vor (Fig. 533, 534, 535, 542, 547, 548, 549, 550, 552 u. 553.); sie haben daher bei quadratischer Grundform einen meist kreisförmigen oder quadratischen Aufsatz mit Verstärkungsrippen, sind innen hohl, aber von oben zugänglich, um auch von der Mitte her vergossen werden zu können.

Fig. 558 zeigt eine derartige Platte für eine Freistütze mit kreisringförmigem Querschnitt; sie ist für andere central entwickelte Querschnitte leicht umzuformen. Die Platte wird in der Quadratmitte von einem Momente M gebogen, dessen Kraft $\frac{P}{2}$ und dessen Hebelsarm dem Abstände des Schwerpunktes der halben Plattenfläche von dem des halben Kreisringes gleich ist; diesem Momente muß sie in folcher Weise Widerstand leisten, daß unten die für Gufseisen zulässige Zugspannung s' nicht überschritten wird. Der Gang der Dimensionirung ist folgender.

Zuerst berechne man b nach Gleichung 162., und wenn l_2 die größte Randentfernung zweier Rippen ist, δ_1 nach Gleichung 164.

$$\delta_1 = 0,054 \sqrt{s'_1 l_2}.$$

Den cylindrischen Aufsatz setze man ferner gerade unter die Stütze und mache seine Stärke δ gleich jener der Stütze; alsdann folgt b_1 aus b und den Dimensionen der Stütze.

Die Fußhöhe h folgt mit Rücksicht darauf, daß die untere Platte unter den Rippen schon Zug erleidet, der Kopf aber erheblich höher auf Druck in Anspruch genommen werden darf, aus

$$h = \frac{A + \sqrt{A^2 - \frac{15}{4} b_1 \delta_1^3 B}}{B} \quad 170.$$

worin

$$A = \frac{6,5}{2} b_1 \delta_1^2 + \frac{M}{300} \quad \text{und} \quad B = 2 \delta_1 b_1 + \frac{3}{8} \delta \delta_1 \quad 171.$$

ist und worin die weitere Bedingung

$$\delta_2 = \frac{\delta_1}{2} \quad 172.$$

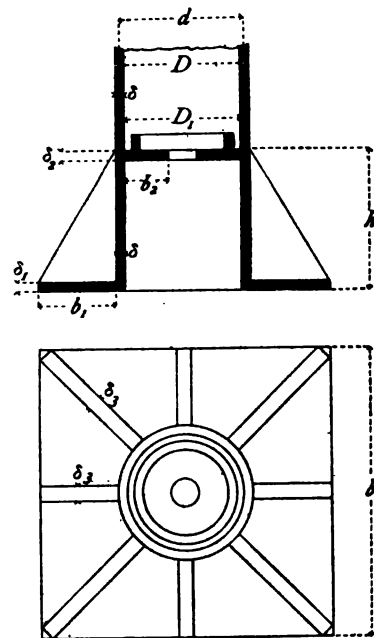
bereits enthalten ist. Die Breite des oberen Kopfes folgt aus

$$b_2 = \frac{2 \delta_1 b_1 \left(\frac{h}{5} - \frac{\delta_1}{2}\right) - \frac{3}{10} \delta h^2}{\delta_1 \left(\frac{4h}{5} - \frac{\delta_1}{4}\right)} \quad 173.$$

und schließlich ist die Rippendicke δ_3 nach δ_2 aus Gleichung 163. zu bestimmen.

294.
Gegliederte
Druckplatten.

Fig. 558.



Beispiel. Eine Kreisring-Säule (Fig. 559), welche unten stumpf aufsteht, oben verdrehbar geführt ist (Fall 4) hat bei 3 cm Wandstärke und 850 cm Höhe 95 000 kg centrischer Last zu tragen. Sollte sie ohne Rücksicht auf Zerknicken berechnet werden, so müßte nach Gleichung 145. $850 \leq 24,82 d$ stattfinden, d. h. der mittlere Durchmesser d müßte $\geq \frac{850}{24,82} \geq 34$ cm sein. Berechnung auf 500 kg Druck giebt aber aus $d \pi \delta \cdot 500 = P$ ohne Weiteres $d \pi \cdot 3 \cdot 500 = 95\,000$ und $d = 20$ cm; es ist somit d auf Zerknicken nach Gleichung 146. für $C = 2 \pi^2$ zu berechnen, und es wird demnach

$$d = \sqrt[3]{\frac{95\,000 \cdot 850^2}{49\,062 \cdot 2 \cdot \pi^2 \cdot 3}} = 28,99 \text{ cm} \approx 29 \text{ cm}.$$

Daraus folgt $D = 29 + 3 = 32$ cm und $D_1 = 29 - 3 = 26$ cm. Weiter ist nach Gleichung 162., wenn die Platte auf gutes Mauerwerk

gestellt wird, wofür $\sigma_1 = 8$ kg ist, $b = \sqrt{\frac{95\,000}{8} + \frac{26^2 \pi}{4}} = 112$ cm.

Werden ferner 4 Eckrippen und noch 2 in jeder Seite angeordnet, so ist die Randentfernung der Rippen $l_2 = \frac{112}{3}$, also nach Gleichung 164.

$$\delta_1 = 0,084 \sqrt{8 \frac{112}{3}} = 5,7 \text{ cm und nach Gleichung 172. } \delta_2 = \frac{\delta_1}{2} = \frac{5,7}{2}$$

$$= 2,85 \approx 2,9 \text{ cm. Aus } b \text{ und } D \text{ folgt } b_1 = \frac{b - D}{2} = \frac{112 - 32}{2} = 40 \text{ cm.}$$

Der Angriffspunkt der halben Säulenlast befindet sich im Schwerpunkte des halben Umfanges des Kreises vom Durchmesser d , also in der

Entfernung $\frac{d}{\pi} = \frac{29}{\pi} = 9,2$ cm von der Axe; der Abstand des Schwerpunktes der halben Plattengrundfläche,

in welchem der halbe Gegendruck angreift, folgt aus
$$\frac{112 \cdot \frac{112}{2} \cdot \frac{112}{4} - \frac{26^2 \pi}{2 \cdot 4} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{26}{\pi}}{112 \frac{112}{2} - \frac{26^2 \pi}{2 \cdot 4}} = 29 \text{ cm. So-}$$

mit ist der Hebelsarm des Momentes M , welches den Schuh mitten durchzubringen sucht, gleich $29 - 9,2 = 19,8 \approx 20$ cm, und das Moment $M = \frac{95\,000}{2} \cdot 20 = 950\,000 \text{ cmkg}$. Nun folgt aus Gleichung 170.

$$\text{u. 171. } A = \frac{6,8}{2} \cdot 40 \cdot 5,7^2 + \frac{95\,000}{300} = 7327 \text{ und } B = 2 \cdot 5,7 \cdot 40 + \frac{3}{8} \cdot 3 \cdot 5,7 = 462, \text{ also}$$

$$h = \frac{7327 + \sqrt{7327^2 - \frac{15}{4} \cdot 40 \cdot 5,7^3 \cdot 462}}{462} = 29,7 \approx 30 \text{ cm,}$$

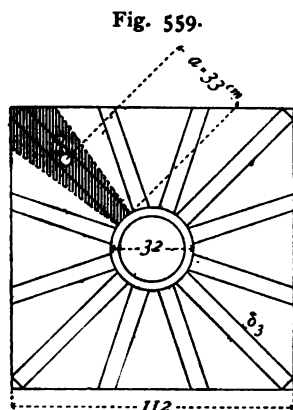
und schließlich die Breite der Kopfplatte b_2 nach Gleichung 173.

$$b_2 = \frac{2 \cdot 5,7 \cdot 40 \left(\frac{30}{5} - \frac{5,7}{2} \right) - \frac{3}{10} \cdot 3 \cdot 30^2}{5,7 \left(\frac{4 \cdot 30}{5} - \frac{5,7}{4} \right)} = 4,9 \text{ cm.}$$

Zur Bestimmung der Rippendicke δ_2 (Fig. 559) ist zuerst der Schwerpunkt S der (schraffierten) einer Eckrippe entsprechenden Grundfläche und dessen Abstand a vom Rippenansatze ermittelt, welcher sich zu $a = 33$ cm ergab; da 12 Rippen angenommen sind, so folgt nach Gleichung 163. $\delta_1 = \frac{95\,000 \cdot 33}{50 \cdot 12 \cdot 30^2} = 5,7$ cm.

2) Ankerplatten.

Für feste Einspannung von Freistützen werden Ankerplatten verwendet; dieselben bedürfen daher unter Umständen der Verankerung nach unten (vergl. das in Art. 276, S. 182 über Fundament-Anker Gefagte). Gusseiserne Stützen werden meistens eingespannt, wenn man dadurch den Widerstand gegen Zerknicken (Fall 3 u. 4) erhöhen will. Wirken aus schräger oder excentrischer Belastung entstehende Momente auf die Stütze, so wird man meistens zu schmiedeeiserner Construction übergehen.



Im Allgemeinen ist es zweckmäßig, für gußeiserne Freistützen die Platte so zu formen, daß die Abweichung der Resultierenden aller äußeren Kräfte u (Gleichungen 157. u. 158. und $Pu = M$) in der Plattenunterkante das Maß $u = \xi$ (siehe Gleichung 51. auf S. 273 in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«) nicht überschreitet; dasselbe ergibt sich, wenn für z_0 die halbe Plattenbreite $\frac{b}{2}$, für J das Trägheitsmoment der Plattenfläche (ab-

züglich der Oeffnung) für eine Mittelaxe und für F die Plattenfläche eingesetzt wird. Theoretisch ist alsdann die Anbringung von Ankern zwar nicht erforderlich; man fügt jedoch zur Verhinderung der Verdrückung des Mauerwerkes unter der schiefen Last gewöhnlich Anker oder Steinschrauben von 3 bis 4 cm Durchmesser, hinzu, welche man von vornherein fest anzieht (Fig. 560). Sowohl bei centrischer Last behufs Einspannung gegen Zerknicken, wie auch, wenn die vorhandene Excentricität $u < \xi$ bleibt, kann man die Platte mit Bezug auf Fig. 560 nach den Formeln für die gegliederte Druckplatte (Art. 294, S. 199) berechnen. Bei centrischer Last und Einspannung gegen Zerknicken mache man die abgedrehte Ringfläche $\delta_4 = 3$ bis 4 cm hoch; ist die Last um u excentrisch, so folgt δ_4 (für Centim. als Einheit) aus:

$$\left. \begin{aligned} \delta_3 &= \frac{1}{2} \left(h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu}{125(D+2)}} \right) \text{ bei rundem Querschnitte (Fig. 533),} \\ \delta_4 &= \frac{1}{2} \left(h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu}{200(D+2)}} \right) \text{ bei flachem Querschnitte (Fig. 534,} \end{aligned} \right\} \cdot 174.$$

537 u. 538)

Ist die Einwirkung geneigter Kräfte oder die Excentricität des Lastangriffes so bedeutend, daß $u > \xi$ nicht wohl zu vermeiden ist, so geht man zweckmäßig zu Schmiedeeisen-Constructionen mit verankerten Füßen über, für welche ein Beispiel in Fig. 530 bis 532 (S. 183 u. 184) dargestellt wurde.

296.
Schmiedeeisen-
Constructionen.

Fig. 560.

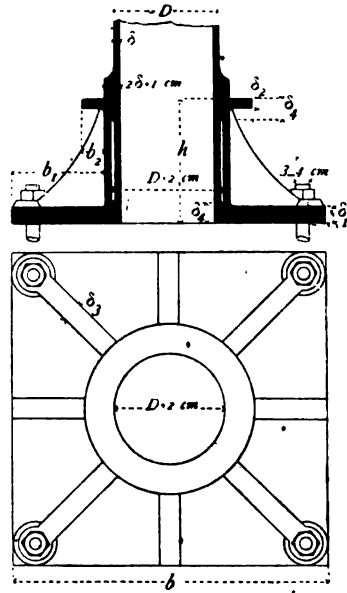


Fig. 561.

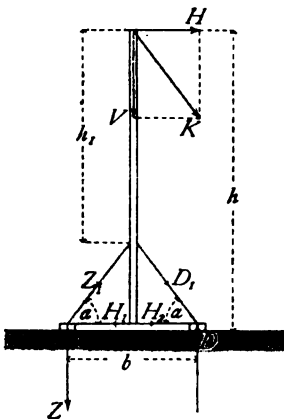


Fig. 562.

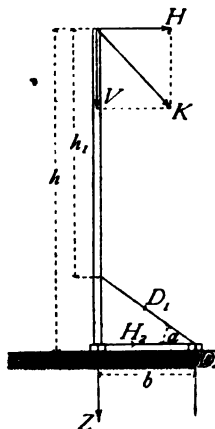
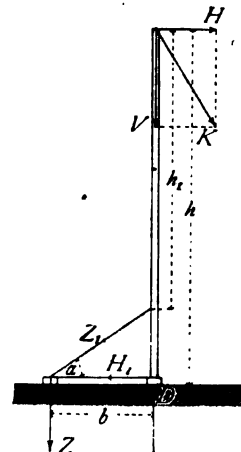


Fig. 563.



Die Freistütze ist in den durch Fig. 561 bis 563 veranschaulichten 3 Fällen auf den Druck V und das Biegemoment Hh , eventuell in seitlicher Richtung auf Zerknicken unter V zu berechnen.

Weiters ist, wenn Zug mit $+$ bezeichnet wird:

Nach:	Z	D	Z_1	D_1	H_1	H_2
Fig. 561	$+\frac{Hh}{b} - \frac{V}{2}$	$-\left(\frac{Hh}{b} + \frac{V}{2}\right)$	$Z \frac{1}{\sin \alpha}$	$D \frac{1}{\sin \alpha}$	$Z \frac{1}{\tan \alpha}$	$D \frac{1}{\tan \alpha}$
Fig. 562	$+\frac{Hh}{b} - V$	$-\frac{Hh}{b}$	—	$D \frac{1}{\sin \alpha}$	—	$D \frac{1}{\tan \alpha}$
Fig. 563	$+\frac{Hh}{b}$	$-\left(\frac{Hh}{b} + V\right)$	$Z \frac{1}{\sin \alpha}$	—	$Z \frac{1}{\tan \alpha}$	—

Nach Ermittlung dieser Kräfte sind die einzelnen Theile der Lager nach den in Art. 272 bis 276 (S. 179 bis 184) und oben (unter d, 1) für Druckplatten gegebenen Regeln zu dimensioniren.

Zum Schlusse mag noch bemerkt werden, daß die in Fig. 556 angedeuteten Ansätze behufs Eingreifens in die Unterstüttung zweckmäÙig auch allen anderen Platten gegeben werden.

297.
Schräge
Stützen.

Schräge Stellung der Stützen erzielt man in den seltenen Fällen dieser Anordnung durch Anwendung gegliederter Druck- oder Ankerplatten, indem man die Plattenaufsätze mit der Grundplatte den verlangten Winkel bilden läßt.

In solchen Fällen werden die in die Unterstüttung eingreifenden unteren Kreuzrippen besonders wichtig, weil sie die Horizontal-Componente des schrägen Stützendruckes auf die unterstüttenden Theile zu übertragen haben.

7. Kapitel.

T r ä g e r.

298.
Vor-
bemerkungen.

Die im Hochbauwesen vorkommenden Träger werden aus Gußeisen oder Schmiedeeisen hergestellt. Vor Ausbildung des Walzverfahrens wurden gußeiserne Träger sehr häufig verwendet; gegenwärtig sind dieselben von den schmiedeeisernen fast ganz verdrängt.

Für die Ermittlung der Spannungen in den sog. Balkenträgern (welche hier allein in Frage kommen) aus den Momenten und Transversalkräften muß auf Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches« verwiesen werden. In Abth. II, Abschn. 2, Kap. 2 wurde dort zunächst (Art. 355 bis 357, S. 315 bis 317) Allgemeines über äußere Kräfte und Classification der Träger überhaupt und alsdann (Art. 358 bis 372, S. 317 bis 338) die Bestimmung der Momente und Transversalkräfte für die verschiedenen Arten von Balkenträgern vorgeführt. Für ungegliederte Träger sind die Ermittlung der Spannungen und die daraus sich ergebenden Querschnittsbestimmungen nach Art. 295 bis 331 (S. 257 bis 293) vorzunehmen; für gegliederte oder Gitterträger sind die Untersuchungen in Art. 373 bis 407 (S. 338 bis 374) maßgebend.

a) Gufseiserne Träger.

Träger aus Gufseisen erhalten selten einen anderen Querschnitt, als den I-förmigen; doch muß das I-Profil wegen der ungleichmäßigen Widerstandsfähigkeit gegen Zug und Druck nach Maßgabe des in Theil I, Bd. I dieses »Handbuches« (Art. 302, S. 263) Gefagten unsymmetrisch ausgebildet werden.

Diese Träger dürfen nur unter ruhender Last verwendet werden, da sie Erschütterungen und Stöße auch in geringem Maße nicht vertragen.

Im Gegenfatze zu den schmiedeeisernen Trägern macht die den angreifenden Momenten entsprechende Variation des Querschnittes durch Veränderung der Trägerhöhe oder der Stärke und Breite der Flansche nicht die geringste Schwierigkeit und sollte daher stets ausgeführt werden.

Unter Beibehaltung der an oben citirter Stelle gemachten Annahmen und mit Bezug auf die in Fig. 564 eingeschriebenen Bezeichnungen lassen sich zwischen Spannung, Querschnitts-Dimensionen und Angriffsmoment M , wenn letzteres in der verticalen Trägeraxe wirkt, die Näherungsgleichungen für die Gurtungs-Querschnitte aufstellen:

$$f_1 = \frac{M}{s' h} - \frac{\delta h}{4} \text{ und } f_2 = 2 f_1 + \frac{\delta h}{2} \quad 175.$$

worin s' die zulässige Druckspannung, f_1 den Querschnitt der oberen Gurtung und f_2 den Querschnitt der unteren Gurtung bedeutet. Für δ ist ein bequemes Gufsmas nicht unter 1,5 cm anzunehmen.

Es empfiehlt sich, die Flansche solcher gusseisernen Träger etwa in Abständen gleich der dreifachen Trägerhöhe, namentlich aber in den Angriffspunkten von verticalen Einzellaften und über den Auflagern durch verticale Rippen gegen den Steg abzusteißen (Fig. 564).

Der rechteckige Kastenquerschnitt ist weniger gut, als der I-förmige, weil man in der Abmessung der Gurtungsquerschnitte dabei weniger frei ist und die Schwierigkeiten des Gufses wesentlich größere sind.

Beispiel. Ein Träger von 4 m Länge hat auf 1 cm 30 kg zu tragen und ruht auf zwei Stützen. Für die Höhe stehen nur 32 cm zur Verfügung; δ soll 1,5 cm betragen. Für h ist $32 - \frac{\delta_1}{2} - \frac{\delta_2}{2}$, also vorläufig annähernd 30 cm einzuführen. Es wird nach den Gleichungen 175., wenn $s' = 750$ kg zugelassen wird,

$$f_1 = \frac{30 \cdot 400^2}{8 \cdot 750 \cdot 30} - \frac{1,5 \cdot 30}{4} = 17,3 \text{ qcm und } f_2 = 2 \cdot 17,3 + \frac{1,5 \cdot 30}{2} = 57,1 \text{ qcm.}$$

Wird sonach $\delta_1 = 1,5$ cm und $\delta_2 = 2,5$ cm gemacht, so muß $b_1 = \frac{17,3}{1,5} = 11,5$ cm und $b_2 = \frac{57,1}{2,5} = 23$ cm werden, und die ganze Höhe beträgt $30 + \frac{1,5 + 2,5}{2} = 32$ cm.

Da die Formel nur annähernd richtige Resultate liefert, muß nach Gleichung 34. in Theil I, Bd. I (S. 261) geprüft werden, wie groß die größten Spannungen oben und unten werden.

Die Lage des Schwerpunktes unter der Oberkante des Trägers bestimmt sich durch

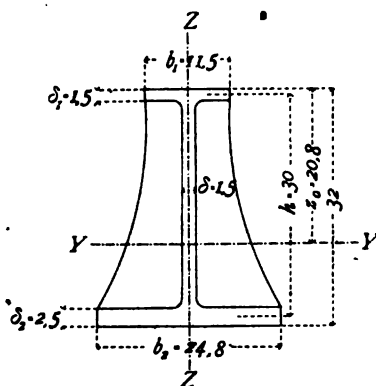
$$z_0 = \frac{11,5 \cdot 1,5 \cdot 0,75 + 28 \cdot 1,5 \cdot 15,5 + 23 \cdot 2,5 \cdot 30,75}{11,5 \cdot 1,5 + 28 \cdot 1,5 + 23 \cdot 2,5} = 20,8 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment für die Y-Axe beträgt ¹⁰⁵⁾

¹⁰⁵⁾ Nach Art. 310 (S. 268) in Theil I, Bd. I dieses »Handbuches«.

299.
Form
und
Berechnung.

Fig. 564.



300.
Beispiel.

$$J_y = \frac{1}{8} \left[11,5 \cdot 20,8^3 + 28 (32 - 20,8)^3 - (11,5 - 1,5) (20,8 - 1,5)^3 - (23 - 1,5) (32 - 20,8 - 2,5)^3 \right] = 16582;$$

folglich die Spannung in der Oberkante

$$s' = \frac{30 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{20,8}{16582} = 752,8 \text{ kg,}$$

in der Unterkante

$$\frac{30 \cdot 400^2}{8} \cdot \frac{32 - 20,8}{16582} = 405 \text{ kg.}$$

Oben ist genau der vorgeschriebene Werth von 750 kg erreicht, unten der von $\frac{750}{2} = 375 \text{ kg}$ etwas überschritten; es wird also die untere Gurtung um ein Geringes, und zwar ziemlich genau um $57,1 \left(\frac{405}{375} - 1 \right) = 4,5 \text{ cm}$ zu verstärken, also auf 24,5 cm Breite zu bringen sein.

b) Schmiedeeiserne Träger.

Die schmiedeeisernen Träger können als gewalzte und als zusammenge setzte Träger unterschieden werden. Bei ersteren werden die aus Eisenbahnschienen hergestellten von den aus Walz- oder Profileisen construirten so sonders fein; die zusammenge setzten Träger hingegen können vollwändig (Blechträger) oder gegliedert (Gitterträger) sein.

1) Träger aus Eisenbahnschienen.

301.
Anwendung.

Eisenbahnschienen werden bei Hochbauten vielfach als Träger benutzt, hauptsächlich wohl aus dem Grunde, weil sie meist leicht und billig zu haben sind; letzteres trifft hauptsächlich für gebrauchte alte Schienen zu. Insbesondere zur Ueberdeckung von Thor- und anderen Wandöffnungen, zur Unterstützung von Treppen, als Balcon-Träger etc. werden Eisenbahnschienen häufig benutzt; bisweilen treten sie auch bei der Ueberwölbung von Keller- und anderen Räumen an die Stelle von I-förmigen Walzträgern (siehe unter 2).

302.
Berechnung.

Die einschlägigen statischen Ermittlungen werden in gleicher Weise, wie bei anderen gewalzten Trägern vorgenommen.

Zieht man die gegenwärtig üblichen breitbasigen Schienen in Betracht, so ist nach *Winkler*¹⁰⁶⁾ annähernd die Querschnittsfläche des Schienenprofils

$$F = \begin{array}{ll} \text{für Eisanschienen:} & \text{für Stahlschienen:} \\ 0,285 h^2; & 0,274 h^2 \end{array} \quad \text{Quadr.-Centim.,}$$

wenn h die Schienenhöhe (in Centim.) bezeichnet.

Das Eigengewicht für 1 lauf. Meter beträgt nahezu

$$g = \begin{array}{ll} 0,22 h^2; & 0,21 h^2 \end{array} \quad \text{Kilogr.}$$

Das Trägheitsmoment des Schienenquerschnittes für die wagrechte Schweraxe des aufrecht gestellten Profils ist ungefähr

$$J = \begin{array}{ll} 0,088 h^4; & 0,0864 h^4. \end{array}$$

Da nur abgenutzte Schienen in Frage kommen, kann man die Profile nach obigen Formeln nicht voll ausnutzen; im Durchschnitt wird man für breitbasige neuere Schienen

$$\text{das Trägheitsmoment} \quad J = 0,085 h^4, \dots \dots \dots 176.$$

$$\text{das Widerstandsmoment} \quad \frac{J}{a} = 0,07 h^3, \dots \dots \dots 177.$$

(worin h in Centim.) setzen können.

¹⁰⁶⁾ In: Vorträge über Eisenbahnbau etc. I. Heft: Der Eisenbahn-Oberbau. 3. Aufl. Prag 1875. S. 77 u. 240.

Demnach ist eine auf 1 Centim. Stützweite frei tragende Schiene im Stande:

auf 1 cm ihrer Länge die Last . . . $q = 392 \frac{k^3}{l^3}$ Kilogr., . . . 178.

in der Mitte ihrer Länge die Einzellast $P = 196 \frac{k^3}{l}$. . . 179.

zu tragen, wobei eine Beanspruchung des Materials von 700 kg für 1 qcm entsteht.

Stärkere Träger durch Zusammennieten mehrerer alten Schienen zu bilden, ist nicht zu empfehlen, da das geringwerthige Material die Kosten guter Nietung nicht mit Vortheil trägt; übrigens entstehen unvortheilhafte Materialvertheilungen und durch die Nietlöcher in den ziemlich dicken Füßen beträchtliche Schwächungen.

Beispiele. 1) Eine Schiene von 13 cm Höhe, welche zur Unterstützung von Kellerkappen dient, hat auf 1 lauf. Centim. ($q =$) 7 kg zu tragen; wie weit darf dieselbe frei liegen?

303.
Beispiele.

Nach Gleichung 178. ist $7 = 392 \frac{13^3}{l^3}$, woraus

$$l = \sqrt[3]{\frac{392}{7} 13^3} = \approx 350 \text{ cm.}$$

2) Ueber einer Oeffnung von 3 m Stützweite steht mitten ein Pfeiler von 5000 kg Gewicht; wie viele 13 cm hohe Schienen sind zu seiner Unterstützung nothwendig?

Nach Gleichung 179. trägt eine Schiene

$$P = 196 \frac{13^3}{300} = 1435 \text{ kg;}$$

es müssen sonach $\frac{5000}{1435} = 4$ Schienen gelegt werden.

3¹⁰⁷⁾ Ein Erker-Vorbau, welcher, bei 1,0 m Ausladung und 2,5 m Breite, in jedem Gefchoffe ein ausgekragtes Traggerippe aus Schienen erhält, hat an der Vorderseite ein 1,0 m breites, 2,0 m hohes und in jeder Seitenwand ein 0,5 m breites, 2,0 m hohes Fenster; die Gefchofshöhe beträgt 4,2 m, die Brüstungshöhe der Fenster 0,75 m; die Stärke der Eckpfeiler zwischen den Fenstern beträgt 1 1/2 Stein, die der Fensterbrüstungen und Fensterübermauerungen 1 Stein. Die Eifen-Construction besteht aus 2 vorgekragten Schienenlagen unter den Seitenwänden und einer auf deren freien Enden gelagerten Schienenlage unter der Vorderwand. Die Mitten der beiden vorgekragten Schienenlagen liegen 2,50 — 0,38 = 2,12 m auseinander und bestimmen die Stützweite der vorderen Schienenlage zu 2,12 m. Das Auflager der vorderen Schienenlage ist zu 1,00 — $\frac{0,38}{2} = 0,81$ m von der Wand anzunehmen.

a) Die vordere Schienenlage hat an beiden Enden auf $\frac{2,12 - 1,00}{2} = 0,56$ m Länge zuerst den vollen Pfeiler von $4,2 \cdot 0,38 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 27$ kg Gewicht für 1 lauf. Centim. zu tragen; dann folgt aus der Fensterübermauerung eine 26 cm vom Lager entfernte Einzellast von

$$\frac{1}{2} 0,25 \cdot 1,0 (4,2 - 0,75 - 2,00) 1700 = 289 \text{ kg;}$$

endlich ruft unter dem Fenster die Brüstung auf 1,00 m Breite für 1 lauf. Centim. die Last von $0,35 \cdot 0,75 \cdot 0,01 \cdot 1700 = 3,2$ kg hervor. Außerdem hat der Vorderträger aus dem Erker-Fußboden noch 2 kg für 1 lauf. Centim. auf $2,50 - 2 \cdot 0,38 = 1,74$ m Länge in der Mitte zu tragen.

Die vom Vorderträger auf die ausgekragten Schienen ausgeübten Auflagerdrücke sind demnach $27 \cdot 26 + 289 + \frac{160}{2} 3,2 + \frac{174}{2} 2 = 1421$ kg; das Biegemoment in der Mitte ist

$$M = 1421 \frac{212}{2} - 27 \cdot 26 \left(\frac{212}{2} - \frac{26}{2} \right) - 289 \left(\frac{212}{2} - 26 \right) - \frac{160}{2} 3,2 \frac{160}{4} - 2 \frac{174}{2} \cdot \frac{174}{4} = 44411 \text{ cmkg.}$$

Werden n Schienen neben einander gelegt, so ist bei einer Beanspruchung von $s = 700$ kg für 1 qcm nach Gleichung 177. bei 8 cm Schienenhöhe das s -fache Widerstandsmoment $700 n \frac{s}{a} = n \cdot 700 \cdot 0,07 \cdot 8^3$

$= 25088 n$. Somit folgt die erforderliche Anzahl Schienen aus $25088 n = M = 44411$ mit $n = 2$.

β) Die ausgekragte Schienenlage von 81 cm theoretischer Länge trägt am freien Ende den Auflagerdruck des Vorderträgers mit 1421 kg, ferner den Rest der Vorderwand mit

$$0,38 \cdot 4,20 \frac{2,5 - 1,0 - 2 \cdot 0,25}{2} 1700 = 515 \text{ kg;}$$

¹⁰⁷⁾ Bezüglich der hier benutzten Formeln vergl. die in den Fußnoten 108 bis 115 angezogenen Gleichungen.

hierauf folgt aus dem auf dem Träger stehenden, 35 cm starken Pfeiler eine Last von 27 kg bis zum Fenster, d. h. auf $\frac{1.44 - 0.33 - 0.34}{2} = 0.385$ m Länge; weiters folgt in der Fensterkante aus der Fensterübermauerung eine Einzellast von $\frac{0.34 \cdot 0.25}{2} (4.24 - 0.75 - 2.44) = 90$ kg; alsdann aus der Fensterbrüstung auf 50 cm Länge, wie oben, 3,2 kg Last auf 1 cm; hierauf in der Fensterkante die Einzellast der Fensterübermauerung mit 90 kg, und schließlich wieder aus der $\frac{1.44 - 0.33 - 0.34}{2} = 0.385$ m breiten Vorlage im Anschlusse an die Wand eine Last von 27 kg für 1 cm.

Das Biegemoment in der Vorderkante der Wand ist somit

$$M = (1421 + 515) \cdot 81 + 27 \cdot 6 \left(81 - \frac{38}{2} - \frac{6}{2} \right) + 90 (6 + 50) + 3,2 \cdot 50 \left(\frac{50}{2} + 6 \right) + 90 \cdot 6 + 27 \cdot 6 \cdot \frac{6}{2} = 177400 \text{ cmkg.}$$

Werden hier je n Schienen von 13 cm Höhe ausgekragt, so ist das s -fache Widerstandsmoment bei einer Beanspruchung von $s = 700$ kg für 1 qcm nach Gleichung 177. $n \cdot 0,07 \cdot 13^3 \cdot 700 = 107653 n$. Demnach folgt aus $107653 n = M = 177400$ die Zahl der Schienen $n = 2$.

Es hat somit der Eisenrahmen in den auskragenden Theilen aus je 13 cm hohen Schienen, über deren Enden zum Tragen der Vorderwand zwei 8 cm hohe Schienen gestreckt sind, zu bestehen; erstere können, falls niedrigere Profile vorhanden sind, etwas leichter gewählt werden.

2) Träger aus Walzeisen.

304.
Grundlagen
der
Berechnung.

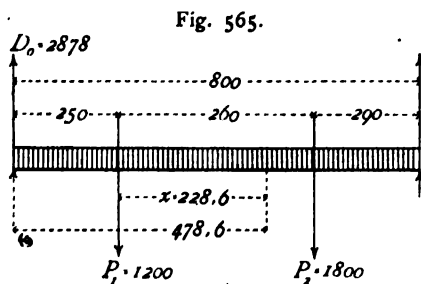
Solche Träger werden hauptsächlich aus Belag-, C-, Z- und I-Eisen hergestellt; für die Querschnittsform dieser Profileisen sind die »Deutschen Normalprofile für Walzeisen« maßgebend, welche in Theil I, Band 1 (Art. 181 bis 188, S. 194 bis 198) mitgetheilt sind; die betreffenden Tabellen enthalten neben den Querschnittsdimensionen auch die zur Berechnung nothwendigen Angaben über die Lage des Schwerpunktes und die GröÙe der Trägheitsmomente.

Einige Beispiele mögen die Anwendung jener Tabellen unter Benutzung der früher entwickelten Formeln erläutern.

305.
Beispiele.

Beispiele. 1) Ein I-Träger sei nach Fig. 565 durch die Einzellasten P_1 und P_2 , so wie durch die gleichförmig vertheilte Last von 3,5 kg auf 1 cm der Länge belastet. Der Auflagerdruck beträgt ¹⁰⁸⁾

$$D_0 = \frac{3,5 \cdot 800}{2} + \frac{1200(260 + 290) + 1800 \cdot 290}{800} = 2878 \text{ kg.}$$



Das größte Angriffsmoment liegt dort, wo die Summe der Transversalkräfte gleich Null ist. Man findet diese Stelle am einfachsten durch allmähliche Subtraction der Verticalkräfte von links her.

Subtrahirt man zunächst von $D_0 = 2878$ das Product $250 \cdot 3,5 = 875$, so bleibt ein Rest von 2003; hiervon $P_1 = 1200$ abgezogen, giebt als Rest 803. Das Product $260 \cdot 3,5 = 910$ ist schon größer, als der letzte Rest, so daß die gesuchte Stelle zwischen P_1 und P_2 liegen muß, und zwar von P_1 um eine Strecke x entfernt, welche aus der Relation $x \cdot 3,5 = 803$ mit $x = 228,6$ cm folgt. Für diese Stelle, welche also $250 + 228,6 = 478,6$ cm vom

linken Auflager entfernt liegt, ist das Moment ¹⁰⁹⁾

$$M_{\max} = 2878 \cdot 478,6 - 478,6 \cdot 3,5 \cdot \frac{478,6}{2} - 1200 \cdot 228,6 = 702024 \text{ cmkg.}$$

Der Werth $\frac{\gamma}{a}$ oder das sog. Widerstandsmoment des Trägers ergibt sich ¹¹⁰⁾, bei einer zulässigen Beanspruchung von 1000 kg für 1 qcm, aus der Gleichung

¹⁰⁸⁾ Nach Gleichung 162. (S. 326) in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«.

¹⁰⁹⁾ Nach S. 320 ebendaf.

¹¹⁰⁾ Nach Gleichung 36. (S. 262) ebendaf.

$$\frac{M}{s} = \frac{702024}{1000} = \frac{\mathcal{J}}{a} = 702,$$

und es muß daher nach der Tabelle über die Normalprofile von I-Eisen¹¹¹⁾ mindestens das Profil Nr. 32 mit dem Widerstandsmoment $\frac{\mathcal{J}}{a} = 788,9$ gewählt werden.

2) Auf der oberen Gurtung eines Dachstuhles mit der Neigung $1:2,5$ ruhen Pfetten von Z-förmigem Profil in $1,5$ m Theilung, welche über den $4,5$ m betragenden Binderabständen als continuirliche Gelenkträger ausgebildet sind. Das Eigengewicht der Dachdeckung betrage 70 kg für 1 qm Grundfläche, die Schneebelastung 75 kg für 1 qm Grundfläche und der Winddruck 50 kg für 1 qm Dachfläche winkelrecht zu derselben.

Der horizontal gemeffene Pfettenabstand beträgt alsdann $\frac{1,5 \cdot 2,5}{\sqrt{1 + (2,5)^2}} = 1,392$ m, die Windbelastung normal zur Dachfläche für 1 lauf. Centim. der Pfette

$$w = 0,01 \cdot 1,5 \cdot 50 = 0,75 \text{ kg.}$$

Die Verticallast auf das laufende Centimeter Pfette ist

$$q = 0,01 \cdot 1,392 (70 + 75) = 2,02 \text{ kg.}$$

Die Momente M_1 , M_2 und M_3 an den Stellen 1, 2 und 3 des Gelenkträgers (Fig. 566) werden gleich groß, sobald

$$d = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right), \text{ also } d = 0,147 \cdot l = 0,147 \cdot 450 = 66,2 \text{ cm}$$

gemacht wird, und zwar ist alsdann

$$M_1 = M_2 = M_3 = 0,0026 \cdot q l^2.$$

Es ist somit das Moment der Verticallasten $0,0026 \cdot 2,02 \cdot 450^2 = 25606$ cmkg und jenes des Winddruckes $0,0026 \cdot 0,75 \cdot 450^2 = 9507$ cmkg; aus beiden ergibt sich mittels der in Fig. 567 vorgenommenen graphischen Ermittlung ein Gesamtmoment

$$M = 34600 \text{ cmkg,}$$

dessen Richtung in Fig. 567 gleichfalls angegeben ist.

Nunmehr soll untersucht werden, ob das Z-Eisen-Profil Nr. 12 der Normal-Tabelle¹¹²⁾ für dieses Moment genügt.

Für das Z-Eisen sind die Trägheits-Haupttaxen nicht, wie bei den symmetrischen Profilen, ohne Weiteres zu erkennen¹¹³⁾, sondern müssen erst gesucht werden. Für die mit \mathcal{J} und \mathcal{J}_1 bezeichneten Axen sind die Trägheitsmomente

$$\mathcal{J} = 6 \frac{12^3 - 10,3^3}{12} + 0,7 \frac{10,3^3}{12} = 395$$

und

$$\mathcal{J}_1 = 0,9 \frac{12^3}{12} + 11,1 \frac{0,7^3}{12} = 130.$$

Der Winkel β , den die zweite Hauptaxe Y mit der Axe von \mathcal{J}_1 einschließt, folgt, wenn links drehend gemeffene Winkel positiv sind, aus Gleichung 46. in Theil I, Band I dieses »Handbuches« (S. 269):

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{H}{130 - 395}.$$

Das Centrifugal-Moment H für die Axen \mathcal{J} und \mathcal{J}_1 ist alsdann

$$H = 6 \cdot 0,9 \cdot \left(6 - \frac{0,9}{2} \right) \left(3 - \frac{0,7}{2} \right) + 6 \cdot 0,9 \left[- \left(6 - \frac{0,9}{2} \right) \right] \left[- \left(3 - \frac{0,7}{2} \right) \right] = 158,9;$$

¹¹¹⁾ In Art. 188 (S. 198) ebendaf.

¹¹²⁾ Siehe Art. 186 (S. 197) ebendaf.

¹¹³⁾ Siehe Art. 314 (S. 270) ebendaf.

Fig. 566.

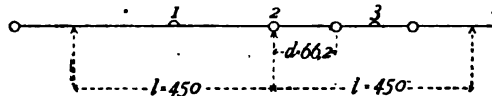
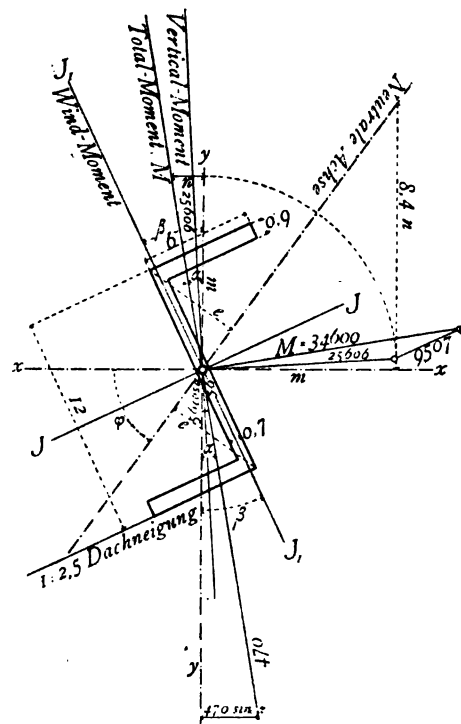


Fig. 567.



demnach ist

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{158,8 \cdot 2}{130 - 395} = -1,1988,$$

woraus $\beta = -25^\circ 4' 47''$ rechts drehend aufzutragen.

Weicht nun die Ebene des Angriffsmomentes M um den Winkel α von der zweiten Hauptaxe Y ab, so ergibt sich der Winkel φ zwischen der ersten Hauptaxe X und der neutralen Axe nach Gleichung 64.

(S. 280, des eben genannten Bandes aus $\frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{A}{B}$, worin A und B die Trägheitsmomente für die Hauptaxen sind. Diese werden aber nach Gleichung 45. (S. 269) des genannten Bandes

$$A = 395 \cos^2 (-25^\circ 4' 47'') + 130 \sin^2 (-25^\circ 4' 47'') - 158,8 \sin 2 (-25^\circ 4' 47'') = 470,$$

$$B = 130 \cos^2 (-25^\circ 4' 47'') + 395 \sin^2 (-25^\circ 4' 47'') + 158,8 \sin 2 (-25^\circ 4' 47'') = 56.$$

Es ist somit $\operatorname{tg} \varphi = \frac{470}{56} \operatorname{tg} \alpha = 8,4 \operatorname{tg} \alpha$. Man greife im Abstände m auf der Y -Axe die $\operatorname{tg} \alpha$ messende Lothlänge n ab und trage diese auf der Normalen zur X -Axe im Abstände m vom Anfange B , 4-mal auf, so ergibt die Verbindungslinie des Endpunktes dieser Auftragung mit dem Koordinaten-Anfange die neutrale Axe. Dabei ist zu beachten, daß nach den Gleichungen für α und φ die neutrale Axe und die Angriffssebene stets in verschiedenen Quadranten des Hauptaxen-Systemes liegen müssen.

Ist die neutrale Axe fest gelegt, so ergibt sich die Spannung σ eines Punktes, welcher um y von ihr absteht, aus

$$\sigma = \frac{My \sqrt{A^2 \sin^2 \alpha + B^2 \cos^2 \alpha}}{A B},$$

und zwar als Druck, wenn der untersuchte Punkt auf der Seite der neutralen Axe liegt, von der die Last wirkt. σ wird am größten für den größten Werth e von y , also, da $e = 2,7$ cm ist, in diesem Falle

$$\sigma = \frac{34600 \cdot 2,7 \sqrt{470^2 \sin^2 \alpha + 56^2 \cos^2 \alpha}}{470 \cdot 56}; \text{ durch Construction in Fig. 565 ist } 470 \sin \alpha = 72,$$

$56 \cos \alpha = 55$ gefunden, also nach obiger Gleichung

$$\sigma = \frac{34600 \cdot 2,7 \sqrt{72^2 + 55^2}}{470 \cdot 56} = 322 \text{ kg.}$$

Ist die zukünftige Beanspruchung gleich 1000 kg für 1 qcm, so reicht diese Pfette also noch aus, wenn die Theilung in der Dachneigung von 1,5 m auf 3 \cdot 1,5 = 4,5 m erhöht wird.

306.
Anwendung
der
verschiedenen
Walzeisen-
Profile.

Was die Verwendung der verschiedenen Profile anlangt, so wählt man für gewöhnliche Träger (Balken, Unterzüge, Kappenträger etc.) I-Profil oder, wenn man eine glatte Seite und wenig seitliche Steifigkeit verlangt, C-Profil. L-Eisen kommen in zusammengesetzten Trägern ausschließlich mit anderen Eisenforten vereinigt vor; nur die ganz schwachen Sorten werden wohl für sich allein zu Dachlatten für Ziegeldächer verwendet. Z-Eisen werden mit Vorliebe als Pfetten, namentlich für Wellblechdeckungen benutzt, und kleine T-Eisen bilden die Träger für die Glastafeln kleinerer Deckenlichter, während die Tafeln großer Glasflächen auf das kleinste Belageisen gelagert werden. Die Belageisen verwendet man auch vielfach zur Herstellung eiserner Decken mit Cement- oder Asphalt-Estrich, indem man sie quer über die dann in weiter Theilung angeordneten Balken dicht an einander rückt.

Diese Profile durch gegenseitige Vernietung oder Aufnieten von Kopf- und Fußplatten zu verstärken, ist nicht empfehlenswerth, weil (vergl. Fig. 450, S. 164) durch die Nietlöcher fast eben so viel verloren geht, als man durch die Verstärkung gewinnt.

Die in den Tabellen enthaltenen Normal-Profile müssen selbst unter Aufwendung überflüssigen Materiales in Folge der Wahl zu starker Profile stets beibehalten werden, da das Walzen neuer Profile für bestimmte Zwecke unverhältnismäßig theuer ist.

Die Verwendung der Walzträger ist durchzuführen, so lange die Profile für die geforderte Leistung irgend ausreichen, da ihr Preis nur etwa die Hälfte dessen von zusammenge Nieteten Trägern beträgt. Ein Theil dieses Gewinnstes geht allerdings

dadurch wieder verloren, daß es bei Walzträgern unmöglich ist, sich der Abnahme der Biegemomente durch Verschwächung des Querschnittes anzuschließen.

Die schwersten Profile soll man für etwas ermäßigte Beanspruchungen berechnen, da ihre Herstellung an Sicherheit derjenigen der schwachen Profile nachsteht.

3) Blechträger.

Blechträger werden zusammengesetzt aus Winkleisen und vollen Blechplatten, und zwar fast ausschliesslich in I-Form (Fig. 568) oder in Kastenform (Fig. 569); letztere erreicht bei thunlichster Höheneinschränkung eine breite Oberfläche, z. B. zum Tragen starker Mauern, macht aber eine Revision der Innenflächen unmöglich.

Die Kopf- und Fufsplatten läßt man nicht mehr, als um ihre achtfache Dicke über die Winkleisen frei vorragen; sind mehrere da, so werden alle gleich breit gemacht. Die verticalen Blechwände müssen über allen Auflagern und an den Angriffstellen von Einzellaften durch 1, 2 oder 4 angenietete Winkleisen versteift werden, welche entweder gekröpft (Fig. 568 u. 569 rechts) oder beim Einlegen von Füllstreifen (Fig. 568 u. 569 links) gerade gelassen werden.

Die verwendeten Blechdicken steigen von 6 bis 20 mm; die GröÙe der einzelnen Tafeln richtet sich danach, daß keine mehr als 350 kg, höchstens 400 kg wiegen soll. Die Breite der Bleche kann bis zu 1,2 m steigen.

Von den in Theil I, Band 1 (Art. 182, S. 194 u. 195) mitgetheilten Normalprofilen für Winkleisen werden vorwiegend die gleichschenkeligen mit Schenkelbreiten von 4 bis 12 cm verwendet; ungleichschenkelige benutzt man mit abstehendem langen Schenkel dann, wenn man vom Träger große Seitensteifigkeit verlangt.

Die Niete, deren Dicke sich nach der Stärke der verwendeten Eisen (siehe Art. 206, S. 142) richtet, sind in den Winkleisen nach Fig. 422 bis 426, S. 149 u. 150) anzuordnen. In den Gurtungsplatten hat man die Niete der verschiedenen (meist 2) Reihen gegen einander versetzt. Dies ist indess verkehrt, weil die excentrische Lochung die Platten mehr schwächt, als die doppelte; dagegen werden die Niete in den beiden Schenkeln der Winkleisen stets versetzt (Fig. 572). Die Kopf- und Fufsplatten laufen nicht bis zu den Trägerenden, sondern hören da auf, wo der Querschnitt ohne sie für das größte Moment dieser Stelle stark genug ist.

Wirken die Lasten in der verticalen Mittelaxe, so erfolgt die Spannungsermittlung nach Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (Art. 298, S. 262), bei schiefer Beanspruchung nach Art. 324 (S. 282) und dem obigen Beispiele 2 (S. 207) für Walzträger. In allen Fällen wird das Trägheitsmoment für die horizontale Schweraxe gebraucht. Dasselbe beträgt nach Fig. 568 für I-förmige Träger

$$J = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - 2b_1 \frac{h_2^3}{12} - 2(b_2 - d) \frac{h_3^3}{12} - 2b_3 \frac{h_4^3}{12};$$

307.
Querschnitt
und
Construction.

Fig. 568.

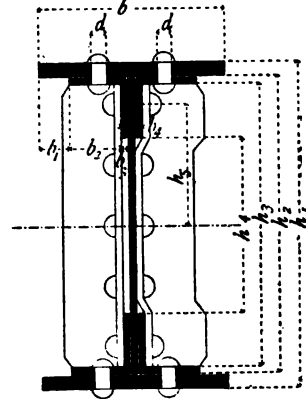
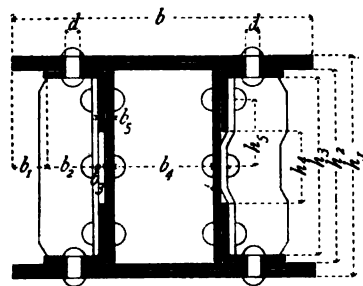


Fig. 569.



308.
Ermittlung
der
Querschnitte.

fehlen die Kopf- und Fußplatten, so sind die Niete in den verticalen Winkelleisen nach dem Ansatz $-2 b_1 d_1 k_1^2$ in Abzug zu bringen.

Für Kastenträger nach Fig. 569 beträgt das Trägheitsmoment:

$$J = (b - 2d) \frac{h_1^3}{12} - 2b_1 d_1 b_1 \frac{h_1^3}{12} - 2d_1 d_1 d_1 \frac{h_1^3}{12} - 2b_1 d_1 \frac{h_1^3}{12} - 2d_1 d_1 \frac{h_1^3}{12} :$$

fehlen hier die Platten, so ist der Nietabzug für die Niete in den Blechwänden $2 \cdot 2 d b_1 k_1^2$.

In die Formeln für die Spannungen sind die Trägheitsmomente einzuführen, zu deren Berechnung man den Querschnitt zunächst annehmen muß. Die Profile müssen also durch Probieren fest gestellt werden. Um schnell zum Ziele zu gelangen, bestimme man, wenn eine bestimmte Trägerhöhe vorgeschrieben ist, das Profil zunächst nach der Formel

$$f = \left[\frac{M h}{s' (h - 6)} - \frac{2 (h - 6)}{6} \right] \text{Quadr.-Centim.} \quad 180.$$

Darin ist f die Größe des Gurtungsquerschnittes (in Quadr.-Centim.), M das Angriffsmoment (in Centim.-Kilogr.), h die Trägerhöhe in Centim.), 2 die Stärke der Blechwände (in Centim.: für den I-Träger = 1 cm, für den Kastenträger = 2 cm), s' die zulässige Beanspruchung (in Kilogr. für 1 qcm). Das gefundene Profil wird dann nach der Formel $s' = \frac{M e}{J}$ geprüft, worin e die halbe Trägerhöhe ist.

Häufig ist nicht die Höhe des Trägers, sondern die Auswahl der Eisenforten für die Gurtungen, damit also das Gurtungsprofil vorgeschrieben. Man berechne dann den Abstand x_0 des Schwerpunktes der bekannten Gurtungsfläche f von der Aufsenkante, indem man das Stück von der Blechwand bis zur Winkelleisen-Innenkante mit zum Gurtungsquerschnitte rechnet. Die der Gurtung entsprechende Trägerhöhe ergibt sich dann aus der Formel

$$h = 2 x_0 + \frac{M + \sqrt{M(M + 8 f s' x_0)}}{2 f s'} \quad 181.$$

399.
Beispiele.

Beispiele. 1) Ein Träger von 10 m Länge trägt außer 5 kg gleichförmig vertheilter Last, auf 1 cm Länge in der Mitte noch eine Einzellast von 30000 kg. Das Maximal-Moment in der Mitte ist $\frac{5 \cdot 1000^2}{8} + \frac{30000 \cdot 1000}{4} = 8125000 \text{ cmkg}$; der Träger soll einen I-förmigen Querschnitt, eine 1 cm starke Blechwand und 80 cm Höhe haben, schließlic mit $s' = 900 \text{ kg}$ für 1 qcm beansprucht werden. Nach Gleichung 180. ist $f = \frac{8125000 \cdot 80}{900 (80 - 6)^2} - \frac{1 (80 - 6)}{6} = 120 \text{ qcm}$. Die Fläche wird hergestellt zunächst aus 2 Winkelleisen von $10 \times 10 \angle 1,2 \text{ cm}$, in deren jedem 1 Nietloch von 2,5 cm Durchmesser abzu ziehen ist; sie enthalten $2 (10 + 8,8 - 2,5) 1,2 = 39 \text{ qcm}$; außerdem werden 3 Platten von 1 cm Dicke verwendet, welche nach Zuschlag zweier Nietlöcher $\frac{120 - 39}{3} + 5 = 32 \text{ cm}$ breit sein müssen.

Das genaue Trägheitsmoment des so entstandenen Querschnittes ist nach obiger Formel:

$$J = (32 - 2 \cdot 2,5) \frac{80^3}{12} - 2 \cdot 5,5 \frac{74^3}{12} - 2 (8,8 - 2,5) \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} = 362640.$$

Die genaue Maximal-Spannung ist somit

$$s' = \frac{M e}{J} = \frac{8125000 \cdot 80}{362640 \cdot 2} = 896 \text{ kg.}$$

Das Ergebniss der Annäherungsgleichung ist also befriedigend.

2) Für einen gleich belasteten und gleich langen Träger wie in 1, aber mit Kastenquerschnitt (Fig. 569) sollen zu den Gurtungen je 2 Platten von 40 cm Breite und 1 cm Dicke und 2 Winkelleisen von $11 \angle 11 \angle 1,0 \text{ cm}$ verwendet werden. Die Niete haben 2 cm Durchmesser. Der Schwerpunkt der entstandenen Gurtung liegt über der Unterkante (nach Fig. 570) um

$$x_0 = \frac{(40 - 2 \cdot 2) \cdot 2 \cdot 1 + 2(11 + 1 - 2) \cdot 2,5 + 2 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 8}{(40 - 2 \cdot 2) \cdot 2 + 2(11 + 1 - 2) + 2 \cdot 2 \cdot 10},$$

$$x_0 = 3,35 \text{ cm};$$

der Gurtungsquerschnitt ist der Nenner von x_0 , demnach $f = 132 \text{ qcm}$.
Nach der Näherungsformel ist somit

$$h = 2 \cdot 3,35 + \frac{8125000 + \sqrt{8125000(8125000 + 8 \cdot 132 \cdot 900 \cdot 3,35)}}{2 \cdot 132 \cdot 900},$$

$$h = 81 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment dieses Querschnittes ist nach der obigen Formel

$$J = (40 - 2 \cdot 2) \frac{81^3}{12} - (2 \cdot 3 + 10) \frac{77^3}{12} - 2(10 - 2) \frac{75^3}{12} - 2 \cdot 1 \frac{55^3}{12} = 395382;$$

folglich die genaue grösste Beanspruchung

$$s' = \frac{8125000 \cdot 81}{395382 \cdot 2} = 832 \text{ kg}.$$

Da 900 kg zugelassen werden sollen, so kann man den Träger um etwas erniedrigen, etwa auf 78 cm, welches Maß durch Neuaufstellung des Trägheitsmomentes nochmals zu prüfen ist.

Ein wesentlicher Vortheil der zusammengesetzten Träger liegt in der Möglichkeit, den Querschnitt durch Weglassen einzelner Gurtungstheile der Abnahme des Biegemomentes entsprechend variiren zu können.

310.
Variation
des
Querschnittes.

Beispiel. Der Träger des vorstehenden Beispiels 1 behält nach Wegnahme der äußersten Platte in beiden Gurtungen noch ein Trägheitsmoment $J = 362640 - (32 - 2 \cdot 2,5) \frac{80^3 - 78^3}{12} = 278400$.

Der Auflagerdruck des Trägers ist $A = \frac{30000}{2} + \frac{5 \cdot 1000}{2} = 17500 \text{ kg}$, das Moment in der Abscisse x also $17500 x - \frac{5 x \cdot x}{2}$, und dieses ist gleich dem noch vorhandenen Widerstandsmomente $\frac{900 \cdot 278400}{78}$

zu setzen. Aus $17500 x - \frac{5 x^2}{2} = \frac{2 \cdot 900 \cdot 278400}{78}$ folgt $x = 370 \text{ cm}$. Es kann sonach die äußerste Blechplatte 370 cm vor dem Auflager aufhören. Thatächlich muß sie jedoch über diesen Punkt hinaus nach dem Auflager noch so weit verlängert werden, daßs mindestens ein Niet in der regelmäßigen Theilung die Platte noch außerhalb des theoretischen Endpunktes mit den übrigen Gurtungstheilen verbindet. Ganz eben so sind die Stellen zu berechnen, wo die zweite, bzw. dritte Platte aufhören kann.

Um die Stelle zu berechnen, wo die innerste Gurtungsplatte aufhören darf, ist zunächst das Trägheitsmoment für den bloß aus Wand und Winkleifen bestehenden Querschnitt wegen des nun veränderten Nietabzuges neu aufzustellen. Dasselbe beträgt (Fig. 571)

$$J = 21 \cdot \frac{74^3}{12} - 2 \cdot 8,8 \frac{71,6^3}{12} - 2 \cdot 1,2 \frac{54^3}{12} - 2 \cdot 2,5 \cdot 3,4 \cdot 32^2 = 121892.$$

Die Gleichung für die Abscisse des theoretischen Endes der letzten Platte ist also

$$17500 x - \frac{5 x^2}{2} = \frac{900 \cdot 121892 \cdot 2}{74}$$

und giebt $x = 175 \text{ cm}$. Ueber den Punkt, welcher 175 cm von Auflagermitte entfernt ist, muß also die letzte Platte noch so weit nach dem Lager zu hinausgeführt werden, daßs sie außerhalb dieser Stelle noch von einem Niete in der regelmäßigen Theilung gefaßt wird.

Die Niettheilung der Winkleifen ergibt sich nach Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«, Art. 329 (S. 289) aus den verticalen Scherkräften, muß jedoch nur bei sehr niedrigen Trägern berechnet werden.

Bei normalen Trägern wird man innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben, wenn man die Theilung gleich 3 d bis 4 d macht. Die Theilung wird theoretisch in den

Fig. 570.

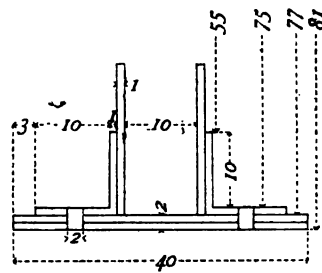
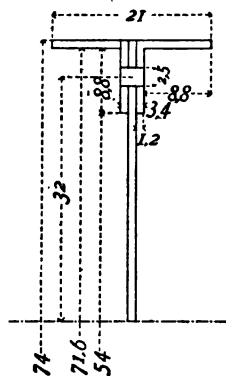


Fig. 571.



311.
Anordnung
der
Niete.

verticalen Winkelfeisenknein und in der Wand enger, als in den horizontalen und in den Platten. Wenn man also die für die verticalen Schenkel berechnete Theilung durch Versetzen der Niete auf die horizontalen überträgt, so hat man jedenfalls stark genug construirt.

Soll für sehr hohe Träger die Wand aus zwei Blechtafeln über einander zusammengesetzt werden, so ergibt sich die Laschung der horizontalen Fuge gleichfalls nach dem eben genannten Artikel und den im Vorhergehenden Art. 189 u. 216, S. 133 u. 148, gegebenen Regeln; diese Anordnung ist indeß höchst selten.

Die Verlaschung von Gurtungstheilen ist zu berechnen, indem man ihren Querschnitt abzüglich der Nietlöcher als mit der in der obersten Faser zugelassenen Spannung voll beansprucht betrachtet und die Nietung auf die so ermittelte Kraftgröße einrichtet. Bezüglich der Form dieser Laschungen sind Fig. 422 bis 425 u. 451 maßgebend.

Häufig kommen Stöße der Blechwand in verticaler Fuge vor, deren exacte Berechnung für die oberen und unteren Theile enge, für die Mitte weite Theilung der Niete ergeben würde. In der Praxis macht man die Theilung constant und berechnet sie, indem man die durch die Nieten geschwächte Wand von der Höhe h mit der an der Ober- und Unterkante wirkenden Spannung s' gleichmäßig belastet annimmt. In Gleichung 85. (S. 142), ist dann für $d > z$ bei einreihiger Nietung der Lafchen $P = z(h - nd) s'$ zu setzen.

Gleichung 85. lautet alsdann:

$$n = \frac{z(h - nd) s'}{d z s''} \quad \text{oder} \quad n = \frac{h}{d \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)}; \quad \dots \quad 182.$$

dabei ist die Niettheilung nach Gleichung 91. (S. 143) $e = d \left(1 + \frac{s''}{s'}\right)$ zu machen.

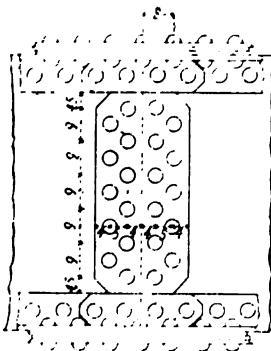
Meist werden diese Lafschungen jedoch zweireihig genietet. Es ist dann $P = z \left(h - \frac{n}{2} d\right) s'$, sonach nach Gleichung 85. (S. 142)

$$n = \frac{z \left(h - \frac{n}{2} d\right) s'}{d z s''}, \quad \text{also} \quad n = \frac{2h}{d \left(1 + 2 \frac{s''}{s'}\right)}, \quad \dots \quad 183.$$

und die Niettheilung für $n' = 2$ nach Gleichung 97. (S. 144) $e = d \left(1 + \frac{2 s''}{s'}\right)$.

Fig. 572.

312.
Beispiel.



Beispiel. Wäre die Wand des I-Trägers in obigen Beispielen (Fig. 571) zu stoßen mittels zweier doppelreihigen Lafchen, so wäre $z = 1$, $h = 74$, $\frac{s''}{s'} = 1,5$, $d = 2,5$, folglich nach Gleichung 183.

$$n = \frac{2 \cdot 74}{2,5 (1 + 2 \cdot 1,5)} = 14,8 \approx 15,$$

d. h. die Reihe zunächst am Stoße erhält 8, die zweite 7 Niete; dabei wird $e = 2,5 (1 + 2 \cdot 1,5) = 10 \text{ cm}$. Wenn man den Stoß in die Nähe der Stelle des Maximal-Momentes legt, so kann man die Niete in den Winkelfeisen als Laschungsniete der Wand mit benutzen, da sie an dieser Stelle unbelastet sind. Zwischen den Winkelfeisenkanten sind also noch 6 Niete in der ersten, 5 in der zweiten unterzubringen. Die Höhe zwischen den Winkeln ist jedoch nur 54 cm; also werden die 6 Niete in 9 cm Theilung gesetzt werden müssen, was unbedenklich ist, da die Laschung auf den

größeren Theil der Höhe nicht voll beansprucht ist. Die Lafche stellt man in der Höhe aus 3 Theilen auf und zwischen den Winkeln her. Die Niettheilung in den Winkeln wird in diesem Falle $3d = 7,5$ cm bis $4d = 10$ cm betragen; es mag 8 cm angenommen sein. Man lege dann den Stofs mitten in eine Theilung. Der Randabstand a' muß nach Gleichung 103. (S. 145) betragen

$$a' = d \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \frac{s''}{r'} \right) = 2,5 \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 3,63 \text{ cm},$$

ist thatächlich = 4 cm, genügt also. Der Abstand der Nietreihen im Mittelfstücke der Lafche wird nach Gleichung 106. (S. 145)

$$e' = d \left(1 + \frac{1}{2} \frac{s''}{r'} \right) = 2,5 \left(1 + \frac{1}{2} 1,9 \right) = 4,875 = \approx 5 \text{ cm}.$$

Es ergibt sich also die Lafchung nach Fig. 572.

4) Gitterträger.

Gitterträger kommen an Stelle der Blechträger in Anwendung, wenn das Trägerprofil sehr hoch wird oder wenn das schwere Aussehen der vollen Wand vermieden werden soll. Man verwendet sie aber auch sehr häufig dann, wenn es sich um die Aufnahme eines regelmäßigen Systemes von Einzellasten (Balken einer Balkenlage etc.) handelt.

313.
Anwendung
und
Gestaltung.

Die gedrückte Gurtung muß so steif sein, daß sie zwischen zwei Knotenpunkten nach keiner Richtung ausknickt; die Knotenpunkte selbst werden meist durch die zu tragende Construction versteift. Die Entfernung der Knotenpunkte ist demnach höchstens gleich der Länge l eines auf Zerknicken in Anspruch genommenen Stabes zu wählen, welche aus Gleichung 109. $\left(P = \frac{E J \pi^2}{l^2} \right)$ in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (S. 299) bei n -facher Sicherheit ($n = 5$) folgt, wenn darin E den Elasticitäts-Modul bezeichnet und wenn P dem n -fachen der Druckkraft in der Gurtung und J dem kleinsten Trägheitsmomente des Gurtungsquerschnittes gleich gesetzt wird. Dabei sind die ganze Gurtungskraft und das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes einzuführen, wenn die Theile der Gurtung durch Nietung zu einem Ganzen verbunden sind. Sind sie von einander getrennt (z. B. 2 Winkeleisen mit Schlitz), so ist für jeden einzelnen das n -fache des auf ihn kommenden Theiles der Gurtungsspannung und sein kleinstes Trägheitsmoment einzuführen.

Die Gitterstäbe sollen mindestens 30 Grad gegen die Horizontale geneigt sein. Ist also die Lasttheilung mit Rücksicht auf Zerknicken als Knotentheilung zulässig, und bleiben die Stäbe dabei steiler als 30 Grad, so wird nur ein System von Gitterstäben eingefügt (Fig. 573, ausgezogen); kommen dabei aber die Stäbe flacher zu liegen, als 30 Grad, so hat man noch Knotenpunkte zwischen die Lastpunkte einzulegen. Liegen dagegen die Lastpunkte bei großer Trägerhöhe eng, so reicht häufig ein Stab noch über den nächsten Lastpunkt hinaus, und man kommt dann zum mehrfachen Gitterwerke (Fig. 574).

Das Gitterwerk ist m -fach, wenn ein Wandglied $\frac{m}{2}$ Knotentheilungen unterspannt. Sind die Gitterstäbe schwach ausgebildet (Bandeisen), so

Fig. 573.

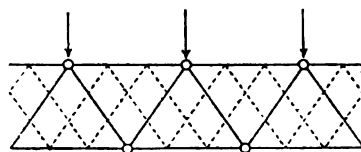
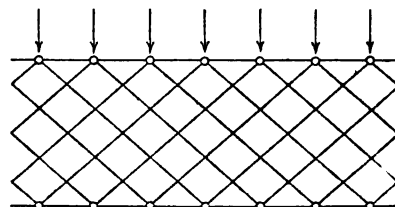


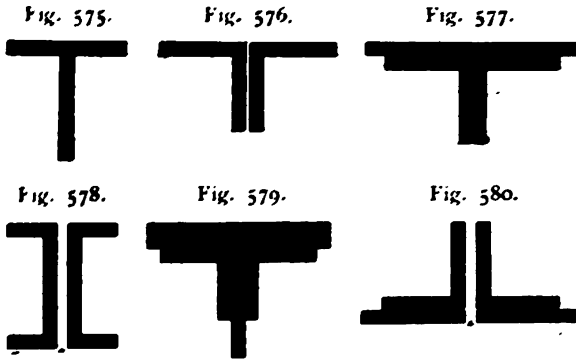
Fig. 574.



legt man behufs gegenseitiger Versteifung derselben auch dann mehrfaches Gitterwerk ein, wenn es nicht durch das Verhältniß der Lastknotenentfernung zur Trägerhöhe bedingt ist (Fig. 573 punktirt).

314.
Gurtungen.

Für die analytische, bzw. graphische Ermittlung der Spannungen in den Gurtungen und Gitterstäben der Parallelträger ist in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (Abth. II, Abschn. 2, Kap. 2, b: Innere Kräfte der Gitterträger, S. 338 bis 359) das Erforderliche zu finden.



Der Querschnitt f der Gurtung ergibt sich aus dem Angriffsmomente an der untersuchten Stelle, wenn h die Höhe zwischen den Gurtungs-Schwerpunkten und s' die zulässige Spannung bezeichnet, aus den Gleichungen 194. u. 195. (S. 343) des eben genannten Bandes zu

$$f = \frac{M}{s' h} \quad . \quad . \quad 184.$$

Die Querschnittsform der Gurtungen ist in der Regel eine der in Fig. 575 bis 580 dargestellten; die Formen in Fig. 576 u. 577 können mit oder ohne verticalen Mittelschlitz angeordnet werden. Ist die Gurtung in Fig. 577 mit Schlitz versehen und kann Nässe den Träger erreichen, so muß die untere Gurtung die Gestalt der Fig. 580 erhalten, damit sich das Wasser im Schlitze nicht ansammle.

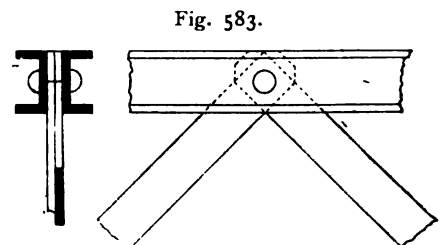
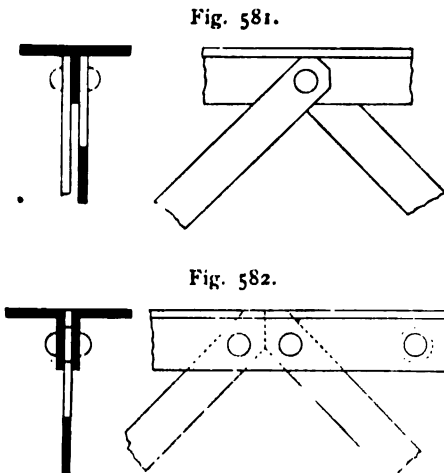
315.
Gitterstäbe.

Das Gitterwerk hat die verticalen Transversalkräfte (siehe S. 317 u. ff. im eben genannten Bande) aufzunehmen; hierbei kann angenommen werden, daß sich die Transversalkraft gleichmäßig auf die vom verticalen Schnitte getroffenen Gitterstäbe vertheilt, d. h. es muß bei m -fachem Gitterwerk die Vertical-Componente der Spannung eines Stabes dem m -ten Theile der Transversalkraft gleich sein. Hiernach lassen sich die Stabspannungen leicht berechnen, welche der Berechnung des Anschlusses an die Gurtungen, so wie, wenn sie Druck ergeben, der Berechnung der Stäbe auf Zerknicken zu Grunde zu legen sind.

Der Querschnitt der Gitterstäbe ist in der Regel das Rechteck (Flacheisen), für

lange gedrückte Stäbe das L-, das E- oder das T-Eisen. Mit den Gurtungen und an allen Kreuzungspunkten unter sich werden die Gitterstäbe durch Nietung verbunden.

a) Der Gitterträger (Parallelträger) mit Flacheisen-Netzwerk verlangt in der Regel nur einen Niet im Anschluß an die Gurtung



und kann mit oder ohne Schlitz in der letzteren konstruiert sein. In Fig. 581 bis 584 sind Beispiele von Knotenpunkt-Verbindungen solcher Träger dargestellt.

In Fig. 582 sind der enge Schlitz und das Aufgeben des strengen Dreiecksverbandes Mängel. Fig. 584 zeigt die Anordnung einer Verticalversteifung, welche bei Flacheisen-Netzwerk größerer Träger unter jedem Lastpunkte, so wie über den Auflagern angebracht sein muß.

Die Querschnitts- Dimensionen solcher Gitterstäbe gehen selten über 1 cm Dicke und 6 bis 8 cm Breite hinaus.

β) Der Gitterträger mit steifen Stäben aus L- oder C-Eisen wird bei großen Höhen, wo die Gitterstäbe erheblichen Druckspannungen ausgesetzt sind, dem unter α besprochenen vorgezogen; jedoch stellt man auch hier häufig die Stäbe, die nur Zug erhalten können, aus Flacheisen her.

Bei größeren derartigen Trägern genügt für den Anschluß eines Gitterstabes an die Gurtung ein Niet (Fig. 586) nicht mehr, und es werden daher unter Umständen Knotenbleche erforderlich, (Fig. 587). Die ein-

Fig. 584.

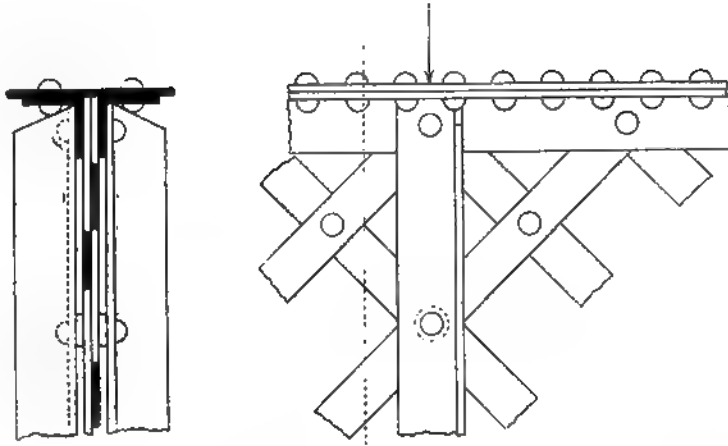


Fig. 585.

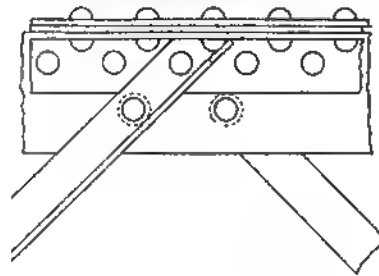


Fig. 586.

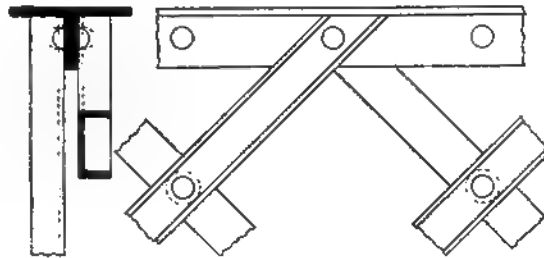
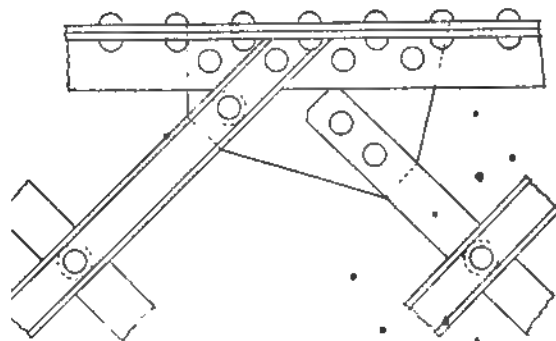


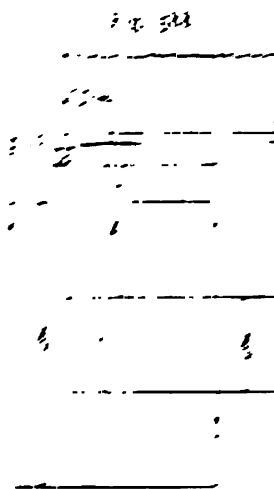
Fig. 587.



formen können, wenn sich aus Fig. 311 bis 313 herausnehmen, daß man die Platten durch L über Ecken stellen kann, oder die oben angegebenen Verankerungen vorgehen. Andererseits Anordnungen zeigen Fig. 314 bis 317.

2. Auflager der Träger.

Die Auflager der Träger erfordert in der Regel besondere Vorrichtungen. Die Auflagerflächen der Träger sind gewöhnlich in Steinma und im zu Tragerlänge in Lagen. Es wird sich in der geringen Auflagerfläche der für Mauerwerk nötige Druck übertragen. Das nächste Verfahrensmittel besteht in der Erhöhung dieser Auflagerfläche durch Herstellung eines Tragerlagers in Mauerwerk und Cementbeton in Flächen. Aber auch das genügt nur in der Minderzahl der Fälle; meist ist man gezwungen zwischen Träger und Mauerwerk eine Druckübertragungsplatte zu stellen, die auslegen, deren Vorderkante mindestens 1 m von der Mauerkante entfernt ist.



Von den Trägern muß so lang zu erhalten und die Wand nicht zu sehr zu schwächen, man hat diese Lagerplatten kurz, aber breit, die Länge l (Fig. 311) verhält sich zur Breite: wie 1:2 bis 1:4. In der Mitte der Länge macht man die Plattenmitte größer, als am Vorder- und Hinterende, um den Auflagerdruck auch bei Durchbiegungen der Träger annähernd in der Plattenmitte zu halten; der Scheitel der so entstehenden Gegenbiegungen des Verhältnisses von mindestens 1:10 wird abgerundet; die Randstärke beträgt mindestens 13 mm. Ist A die nötige Pressung für das Mauerwerk, 745 für Backsteinmauerwerk, 1245 für Klinker in Cement, 2145 für weichen Quader auf 1 m, l die Breite des zu unterstützenden Trägers, A der größte Auflagerdruck desselben, z die gemittelte Stärke

der Lagerplatte b , deren Breite l ihre Länge, so muß zunächst $A : b, l = A$ Kilogr. sein, daraus sind b und l zu bestimmen, wenn man ihr Verhältnis so annimmt, wie es für den Fall bequem ist. z ergibt sich aus den Formeln (wenn A in Kilogr.)

$$z = \left(0,4 \sqrt{A \frac{l}{b}} - 0,45 l \right) \text{ Centim. u. } z = \left(0,3 \sqrt{A \frac{l - b}{b}} \right) \text{ Centim. } : 185.$$

der größere dieser beiden Werte ist auszuführen.

Bei Aufstellung des Trägers wird die Platte auf kleinen Eisenkeilen mindestens 13 mm hohl gelegt und sorgfältig mit Cement vergossen, so daß sie voll aufricht. Sie greift bei schweren Trägern mit einem Ansatz in ein in das Mauerwerk gestemmes Loch, welches sich beim Vergießen mit füllt.

Ganz kleine Träger legt man ohne Weiteres auf diese Platten. Bei größeren wird, wenn sie nicht zur Verankerung der Außenwände des Gebäudes dienen sollen, da eine Lager dadurch fest gemacht, daß man durch die untere Gurtung in die Lagerplatte bohrt und in das Loch einen Eisenstift schlägt; das andere Lager bleibt frei beweglich.

Eiserne Träger zur Verankerung der Gebäudemauern zu benutzen, ist nicht rathsam, da die starken Längenänderungen bei wechselnder Temperatur das Mauerwerk hin und her rütteln.

Für sehr schwere Träger kommen die Lagerformen kleiner Brückenträger in Anwendung; da jedoch die Fälle, in welchen die Platten nach Fig. 588 nicht ausreichen, höchst selten sind, so kann von deren Besprechung hier abgesehen werden. (Vergl. das Beispiel in Art. 319, so wie Fig. 601 u. 602.)

d) Beispiele.

Die Anwendung der im Vorstehenden entwickelten Grundsätze und aufgestellten Gleichungen soll nachstehend durch zwei Beispiele erläutert werden.

Beispiel 1. Vor einem öffentlichen Gebäude soll der Fußsteig so überdacht werden, daß die vor dem Bordsteine haltenden Wagen vor dem Regen geschützt erreicht werden können. Die allgemeine Anordnung zeigt Fig. 589; die Säulen stehen je vor der zweiten Gebäudeaxe in Theilungen von 9,0 m; zwischen je 2 Säulen kommen in die Drittel-Theilpunkte 2 Pfettenträger aus gekrümmten I-Eisen zu liegen, welche gegen die Säulen durch thunlichst leichte Gitterträger abzufangen sind. Gleiche Pfettenträger liegen gerade über den Säulen (Fig. 594).

Die Eindeckung mit Glas wiegt für 1 qm Grundfläche 50 kg; die Eifentheile wiegen 20 kg; Schnee lastet auf 1 qm Grundfläche mit 75 kg, und der verticale Winddruck beträgt 55 kg; die Lastsumme für 1 qm ist hiernach 200 kg.

α) Berechnung des Pfettenträgers. Ein solcher unterstützt 3,0 m Länge des Daches. Es ist also (Fig. 589)

$$P_2 = 3 \cdot 1,8 \cdot 200 = 1080 \text{ kg}$$

für volle Last, und das Maximal-Moment über dem Längsträger $1080 \cdot \frac{180}{2} = 97200 \text{ cmkg}$.

Das Maximal-Moment zwischen Wand und Träger tritt ein, wenn der überkragende Theil unbelastet ist. Es ist dann

$$P_2 = 3 \cdot 1,8(50 + 20) = 378 \text{ kg},$$

und

$$P_1 = 4,7 \cdot 3 \cdot 200 = 2820 \text{ kg};$$

folglich der Auflagerdruck $B = \frac{2820 \cdot 470}{2 \cdot 470} - \frac{378 \cdot 180}{2 \cdot 470} = 1338 \text{ kg}$. Im Abstände x von der Wand ist das Moment

$$M_x = 1338x - \frac{3 \cdot 0,01 \cdot 200 x^2}{2};$$

die Abscisse des Maximal-Momentes folgt also aus $0 = 1338 - 3 \cdot 0,01 \cdot 200 x$ mit $x = 223 \text{ cm}$, und das Maximal-Moment ist

$$M_{\max} = 1338 \cdot 223 - \frac{3 \cdot 0,01 \cdot 200 \cdot 223^2}{2} = 149187 \text{ cmkg}.$$

Nach letzterem Momente ist der Pfettenträger zu bemessen; seine zu große Stärke über dem Längsträger ist erwünscht, weil er hier durch das Biegen geschwächt wird. Bei 1000 kg Beanspruchung für 1 qm muß das Widerstandsmoment $\frac{149187}{1000} = 149,187$ sein; es ist also Normalprofil Nr. 18¹¹⁴⁾ zu wählen.

β) Berechnung des Gitterträgers. Die Last, welche von einem Pfettenträger übertragen wird, ist bei ganz voller Belastung nach Fig. 589

$$A = \frac{3 \cdot 1,8 \cdot 200 \left(470 + \frac{180}{2}\right) + 3 \cdot 4,7 \cdot 200 \cdot \frac{470}{2}}{470} = 2700 \text{ kg}.$$

Aus dem in Fig. 590 dargestellten Lastzustande ergibt sich ein zwischen den beiden mittleren Pfettenträgern constantes Maximal-

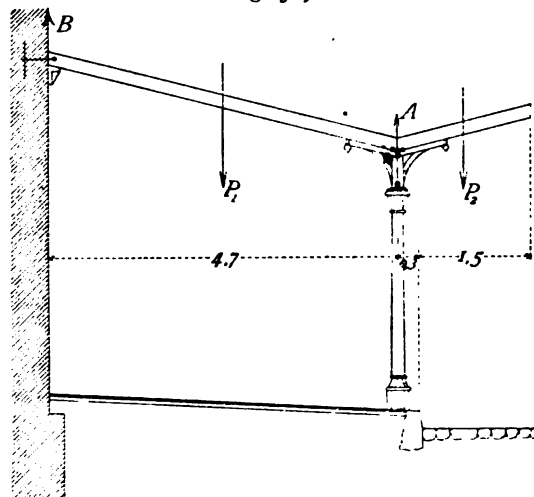


Fig. 589.

318.
Vordach
mit Gitter-
trägern.

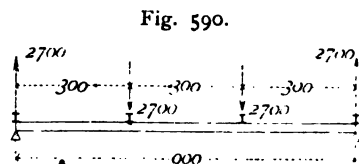
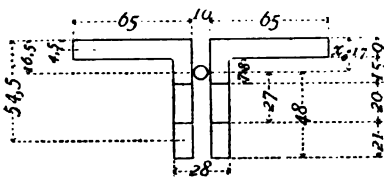


Fig. 590.

¹¹⁴⁾ Siehe die Tabelle in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuchs«, S. 198.

Fig. 591.



Winkel muß also $\frac{18}{2} + 2 = 11$ qcm Netto-Querschnitt haben, und es wird daher das Winkelprofil Nr. 6 $\frac{1}{2}$ mit 9 mm Schenkeldicke ¹¹⁵⁾ und $f = 10,89$ qcm gewählt.

Die Niete in diesem Winkelprofil sind behufs freier Ausbildung der Köpfe nach Fig. 591 anzuordnen, und es ergibt sich demnach der Abstand des Gurtungs-Schwerpunktes von der Außenkante nach Fig. 591 mit

$$x_0 = \frac{2 \cdot 65 \cdot 9 \cdot 4,5 + 2 \cdot 15 \cdot 9 \cdot 16,5 + 2 \cdot 21 \cdot 9 \cdot 54,5}{2 \cdot 65 \cdot 9 + 2 \cdot 15 \cdot 9 + 2 \cdot 21 \cdot 9} = 16,8 \approx 17 \text{ mm}.$$

Die Trägerhöhe muß also genauer auf $44 + 2 \cdot 1,7 = 47,4$ cm oder rund 48 cm bemessen werden.

γ) Untersuchung der oberen Gurtung auf Zerknicken. Die auf die Gurtung wirkende Druckkraft D folgt aus der Division des Schwerpunkt-Abstandes $48 - 2 \cdot 1,7 = 44,6$ cm in das Moment mit $D = \frac{810000}{44,6} = 18164$ kg.

Weiter ist das kleinste Trägheitsmoment der Gurtung in Bezug auf die horizontale Schwerpunktsaxe (Fig. 591)

$$J_{\min} = 2 \left(6,5 \frac{1,7^3 - 0,8^3}{3} + 0,9 \frac{0,8^3 + 0,7^3 + 4,8^3 - 2,7^3}{3} \right) = 74.$$

Die Theilung der Knoten, welche mit Rücksicht auf Zerknicken nach der horizontalen Schwerpunktsaxe bei 5-facher Sicherheit zulässig ist, folgt nach Art. 335 (S. 298) in Theil I, Band 1 dieses „Handbuches“ für die freie Gurtungslänge zwischen den Pfettenträger-Knoten. Nach Gleichung 107. (ebendaf.) muß

$$5P = \frac{E J \pi^2}{l^2} (2n + 1)^2 \text{ sein, woraus } 2n + 1 = \sqrt{\frac{5 P l^2}{E J \pi^2}} \text{ oder}$$

$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5 \cdot 18164 \cdot 300^2}{200000 \cdot 74 \cdot \pi^2}} = 2,386 \text{ und } n = 0,693.$$

Da n nur ganze Zahlen darstellt, ist $n = 1$ zu machen, und dafür wird nach Gleichung 108. oder 110. (ebendaf.)

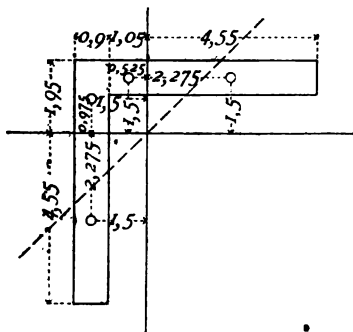
$$\lambda = \frac{2l}{3} = \frac{2 \cdot 300}{3} = 200 \text{ cm. } \lambda \text{ ist aber als volle Wellenlänge gleich zwei Knotentheilungen; die}$$

Theilung der Knoten darf daher höchstens 100 cm betragen. Da die Stäbe jedoch thunlichst unter 45 Grad anzuordnen sind, da ferner die Höhe von Schenkelmittle zu Schenkelmittle der Gurtungswinkel

$$48 - 2 \cdot 0,9 - 2 \frac{6,5 - 0,9}{2} = 41,6 \text{ cm}$$

beträgt, so wird die Länge zwischen den Pfettenträgern in 6 Felder getheilt und die Knotentheilung somit = 50 cm gemacht.

Fig. 592.



Weiter ist zu untersuchen, wie oft innerhalb eines Feldes die beiden Winkelprofile der gedrückten Gurtung durch Stehniete zu verbinden sind, damit die Winkel nicht innerhalb eines Feldes einzeln unter dem Drucke $D = \frac{18164}{2} = 9082$ kg

ausknicken. Das einzelne Winkelprofil weist winkelrecht zur Axe des kleinsten Trägheitsmomentes aus, welche in Fig. 592 punktiert ist. Der Schwerpunkt liegt von den Schenkel-Außenkanten um

$$\frac{0,9 \cdot 5,6 \cdot \frac{0,9}{2} + 6,5 \cdot 0,9 \cdot \frac{6,5}{2}}{0,9 (6,5 + 5,6)} = 1,95 \text{ cm entfernt, und das Träg-}$$

heitsmoment für die zum Schenkel parallele Schwerpunktsaxe be-

¹¹⁵⁾ Siehe ebendaf., S. 195.

trägt¹¹⁶⁾ 42,44. Nietabzug ist hier nicht zu machen, weil innerhalb der Theilung der Verbindungsniete keine Niete vorkommen.

Das kleinste Trägheitsmoment für die punktierte Axe folgt¹¹⁷⁾ aus \mathcal{I}_y , für $\mathcal{I} = \mathcal{I}_1 = 42,44$ und $\alpha = 45$ Grad; das Centrifugal-Moment H für die ausgezogenen Axen (Fig. 592) ist $H = +4,55 \cdot 0,9 \cdot 2,275 \cdot 1,5 - 1,05 \cdot 0,9 \cdot 0,925 \cdot 1,5 - 1,05 \cdot 0,9 \cdot 0,975 \cdot 1,5 + 4,55 \cdot 0,9 \cdot 1,5 \cdot 2,275 = 24,64$.

Es ist $\mathcal{I}_y = \mathcal{I} \cos^2 \alpha + \mathcal{I}_1 \sin^2 \alpha - H \sin 2\alpha$, folglich

$$\mathcal{I}_y = 42,44 \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right)^2 + 42,44 \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right)^2 - 24,64 \cdot 1 = 17,8,$$

fomit bei 5-facher Sicherheit¹¹⁸⁾ $\delta \cdot 9082 = \frac{2000000 \cdot 17,8 \cdot \pi^2}{l^2} (2n+1)^2$, worin für l nur die Feld-

länge zu setzen ist. Es wird $2n+1 = \sqrt{\frac{5 \cdot 9082 \cdot 50^2}{2000000 \cdot 17,8 \cdot \pi^2}}$ und $n = -0,216$. Es ist also $n = 0$ zu setzen, fomit¹¹⁹⁾ $\lambda = 2l$, und es ist Nietung zwischen den Knoten nach Fig. 128 (S. 298) in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« nicht erforderlich.

Schließlich ist zu untersuchen, ob die ganze Gurtung zwischen den Pfettenträger-Knoten gegen seitliches Ausweichen sicher ist. Das Trägheitsmoment für die verticale Schwerpunktsaxe beträgt nach Fig. 591

$$\mathcal{I}_{max} = 0,9 \frac{14^3 - 1^3}{12} + (1,5 + 2,1) \frac{2,8^3 - 1^3}{12} = 212;$$

die Gurtung kann zwischen den steifen Pfettenträger-Knoten als an beiden Enden eingespannt angesehen werden; die zulässige freie Länge l folgt bei 5-facher Sicherheit demnach¹²⁰⁾ aus

$$5D = \frac{4\pi^2 E \mathcal{I}}{l^2} \text{ oder } 5 \cdot 18164 = \frac{4\pi^2 \cdot 2000000 \cdot 212}{l^2}$$

mit $l = 429,3$ cm. Der Träger ist fomit auch in dieser Hinsicht genügend stark.

δ) Berechnung der Gitterstäbe. Im Gitterträger ist die größte Transversalkraft in den beiden Endfeldern constant = 2700 kg und im Mittelfelde gleich Null; sie vertheilt sich auf je 2 Gitterstäbe, von denen die vom Auflager nach der Mitte steigenden gedrückt, die anderen gezogen werden. Die theoretische Länge des normalen Gliedes ist $= \sqrt{41,6^2 + 50^2} = \approx 65,1$ cm. Für einen Gitterstab folgt die Spannung P demnach aus der Proportion $P: \frac{2700}{2} = 65,1:41,6$ mit $P = 2110$ kg.

Werden die gezogenen Stäbe aus Bandeisen von 6×1 cm gebildet und mit einem Niet von 2 cm Durchmesser im Schlitz der Gurtungen befestigt, so ist die Spannung im Bande $\frac{2110}{(6-2)1} = 528$ kg. Die Anschlusniete sind zweifelnittig, und es ist nach Gleichung 85. (S. 142) $d > \delta$, folglich die Zahl der Anschlusniete (bei $s'' = 1100$ kg für 1 qcm) $n = \frac{2110}{2 \cdot 1 \cdot 1100} = 0,96$; ein Niet genügt also.

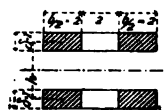
Die gedrückten Stäbe sollen aus zwei derartigen Bandeisen hergestellt werden, welche seitlich an den Winkelleisen der Gurtungen mit demselben Niete, wie die gezogenen Stäbe, zu befestigen sind. Eine Ueberbeanspruchung der so verlängerten Niete entsteht nicht, weil man die äußeren Schafttheile als besondere Niete auffassen kann, und die größte Beanspruchung aus den gezogenen Stäben in der Lochwandung des Bandes, nicht der Gurtung liegt. Diese doppelten Druckstäbe sind auf Zerknicken für die freie Länge von 65,1 cm zu berechnen; sie werden durch Stehniete abgesteift. Das kleinste Trägheitsmoment des Querschnittes ist nach Fig. 593

annähernd $= 2 \frac{b}{2} 2\delta \left(\frac{h}{2} \right)^2$; also ergibt sich der Steifigkeits-Coefficient c ¹²¹⁾ aus:

$$2 \frac{b}{2} 2\delta \left(\frac{h}{2} \right)^2 = c \cdot 4 \frac{b}{2} \delta h^2 \text{ mit } c = \frac{1}{4}.$$

Es ist nun¹²²⁾ $P = \frac{E \mathcal{I} \pi^2}{l^2}$ oder bei 5-facher Sicherheit¹²³⁾ $P = \frac{E \pi^2 c F h^2}{5 l^2}$; es ergibt sich fomit das erforderliche h zu

Fig. 593.



¹¹⁶⁾ Nach S. 195 ebendaf.

¹¹⁷⁾ Nach Gleichung 45. (S. 269) ebendaf.

¹¹⁸⁾ Nach Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

¹¹⁹⁾ Nach Gleichung 109. (S. 299) ebendaf.

¹²⁰⁾ Nach S. 302, Fall 3 ebendaf.

¹²¹⁾ Nach Gleichung 130. (S. 303) ebendaf.

¹²²⁾ Nach Gleichung 109. (S. 299) ebendaf.

¹²³⁾ Mit Rücksicht auf Gleichung 130. (S. 303) ebendaf.

Fig. 594.

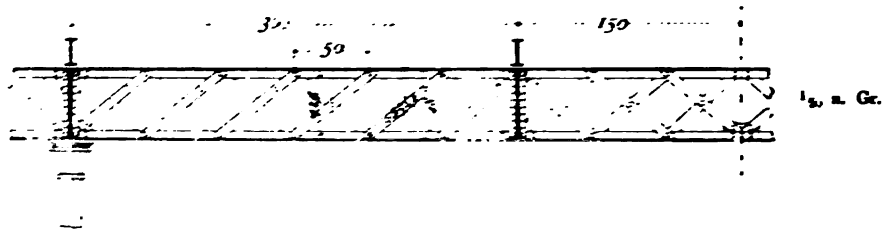


Fig. 595.

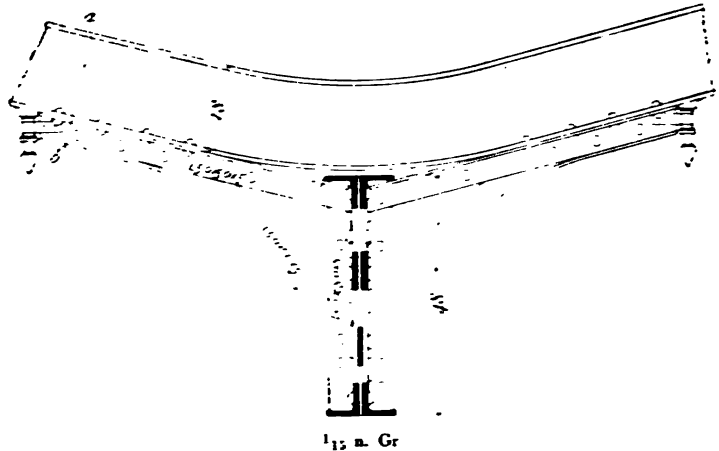
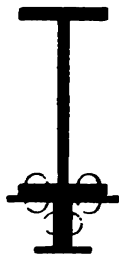


Fig. 595.

Schnitt *ab*
in Fig. 596.

1/3 n. Gr.

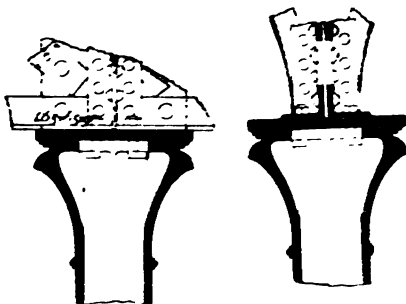
$$h = \sqrt{\frac{5 P l^2}{\pi^2 E c F}} = \sqrt{\frac{5 \cdot 2110 \cdot 65.1^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot \frac{1}{4} \cdot 4 \cdot 2 \cdot 1}} = 1.43 \text{ cm.}$$

Thatsächlich liegen die Mitten der seitlich auf die Gurtungen genieteten Stäbe um $2 \cdot 0.3 + 2 \cdot 0.3 - 1 = h = 3.9 \text{ cm}$ von einander; der Querschnitt ist folglich reichlich stark.

Es bleibt nur noch zu untersuchen, in welcher Theilung Stehniete in die Doppelbänder einzuziehen sind.

Das Trägheitsmoment einer Stabhälfte ist $\mathcal{J}_{min} = \frac{6 \cdot 1}{12} = 0.5$, also ¹²⁴ bei 5-facher Sicherheit:

Fig. 597.



1/12 n. Gr.

$$2\pi + 1 = \sqrt{\frac{5 P l^2}{\pi^2 E \mathcal{J}}} = \sqrt{\frac{5 \cdot \frac{2110}{2} \cdot 65.1^2}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot 0.5}} = 1.503$$

und $\pi = 1$.

Somit müßten ¹²⁵ 2 Stehniete in die Drittel-Teilpunkte gesetzt werden; da aber jedenfalls ein solcher in die Ueberkreuzung der Stäbe kommt, so sind noch zwei in die Mitten der Hälften jedes Stabes nach Fig. 594 zu setzen. Im Mittelfelde, wo die Transversalkraft nur bei schiefer Last in geringem Maße auftritt, können diese Niete fehlen.

Unter den Pfettenträgern und über den Säulen erhält der Träger (Fig. 594) jedesmal zur Vertheilung der Last nach oben und unten eine kräftige Verticalsteife aus Blechwand und 4 Winkleisen von $50 \times 50 \times 5 \text{ cm}$. Ueber den Säulen sind die Träger von einander isolirt; die einzige Verbindung besteht in der Vernietung oder Verschraubung der

¹²⁴) Nach Gleichung 107. (S. 298 ebendaf.

¹²⁵) Nach Gleichung 110. (S. 299 und Fig. 129 ebendaf.

abstehenden Schenkel der zur Absteifung dienenden Winkleisen, und diese ist nachgiebig genug, um die höchstens 3 mm betragende Längenänderung unter Temperaturwechseln zuzulassen. In den Knotenpunkten des Pfettenträgers schließen die doppelten Stäbe an die Knotenbleche an, müssen also von 3,8 cm auf 1 cm Zwischenraum zusammengezogen werden.

Uebrigens ist in Fig. 594 und in Fig. 595 bis 597 dargestellt, wie die Pfettenträger durch Consolen gegen den Gitterträger abgesteift werden, und wie letzterer auf den Säulen zu lagern und zu befestigen ist.

Beispiel 2. Im oberen Geschoße eines lang gestreckten Gebäudes soll ein Tanzsaal eingerichtet werden. Die Tiefe beträgt nahezu 8 m, so daß der Tiefe nach keine Balken gelegt werden können; sie sollen vielmehr in 1,0 m Theilung der Länge nach liegen und in der 4,5 m betragenden Axentheilung des Gebäudes durch eiserne Netzwerträger unterstützt werden.

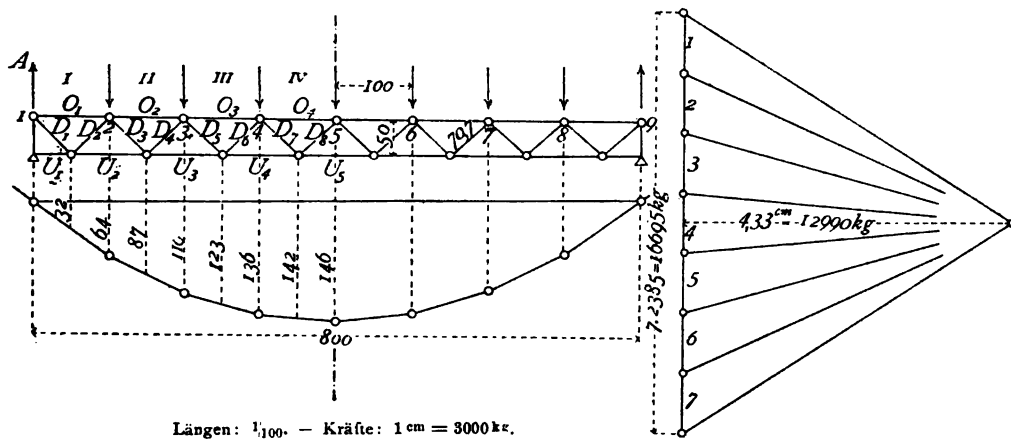
Das Quadr.-Meter der Decke mit halbem Windelboden wiegt ¹²⁶⁾ 280 kg und wird mit 250 kg belastet ¹²⁶⁾. Das laufende Centimeter eines Balkens trägt sonach $1,0,01 (280 + 250) = 5,3$ kg; das Maximal-Moment zwischen zwei Unterzügen ist $\frac{5,3 \cdot 4,5^2}{8} = \frac{80}{6} b h^2$; folglich muß bei 80 kg Beanspruchung und einer Balkenbreite $b = 18$ cm die Balkenhöhe $h = 23,5$ cm sein.

Die ganze Belastung auf einem Knotenpunkte des Unterzuges beträgt:

an Eigengewicht $1,4,5 \cdot 280 = 1260$ kg,
 „ mobiler Last $1,4,5 \cdot 250 = 1125$ „

zusammen 2385 kg.

Fig. 598.



Längen: 1,00 m. — Kräfte: 1 cm = 3000 kg.

a) Gurtungen. Die Momente, welche für volle Belastung am größten werden, sind in Fig. 598 ¹²⁷⁾ ermittelt. Es wird angenommen, daß die Gurtungs-Schwerlinie in der Niettheilungslinie liegt; da sie thatfächlich etwas außerhalb liegen wird, so ergibt die Rechnung etwas zu sichere Resultate. Die Niettheilungslinien werden um die theoretische Trägerhöhe = 50 cm von einander entfernt gelegt, so daß die beiden Stäbe jedes Feldes unter 45 Grad zu stehen kommen.

Die vom Eigengewicht herrührenden Spannungen verhalten sich zu den Gesamtspannungen, wie $\frac{280}{580}$.

Die Spannungen in den Gurtungen erhält man durch Division des Momentes durch die Trägerhöhe; es ergeben sich hiernach die in der folgenden Tabelle zusammengestellten Stabspannungen in der unteren, bzw. oberen Gurtung.

Bei diesen stark verschiedenen Spannungen empfiehlt sich eine Variation des Querschnittes in den verschiedenen Feldern, d. h. man verstärkt die am Auflager mit je 2 Winkleisen beginnenden Gurtungen gegen die Mitte zu nach Bedarf durch aufgenietete Platten. Der Schlitz zwischen den Winkleisen wird behufs Aufnahme starker Knotenbleche 1,5 cm weit angenommen; alle Theile werden mit Nieten von 2 cm Durchmesser verbunden.

¹²⁶⁾ Siehe in Theil I, Bd. 1 dieses „Handbuchs“ die Tabellen auf S. 318.

¹²⁷⁾ Nach Art. 361 (S. 324) ebendaf.

Spannungen durch.			
die Gesamtbelastung.		das Eigengewicht.	die mittlere Belastung.
Untere Gurtung.	$U_1 = + \frac{12990 \cdot 146}{50} = + 37900$	$37900 \frac{280}{530} = 20000$	$37900 - 20000 = 17900$
	$U_4 = + \frac{12990 \cdot 136}{50} = + 35300$	$35300 \frac{280}{530} = 18700$	$35300 - 18700 = 16600$
	$U_2 = + \frac{12990 \cdot 110}{50} = + 28600$	$28600 \frac{280}{530} = 15100$	$28600 - 15100 = 13500$
	$U_3 = + \frac{12990 \cdot 64}{50} = + 16600$	$16600 \frac{280}{530} = 8770$	$16600 - 8770 = 7830$
	$U_5 = 0$		
Obere Gurtung.	$O_4 = - \frac{12990 \cdot 142}{50} = - 37000$	$- 37000 \frac{280}{530} = - 19600$	$- (37000 - 19600) = - 17400$
	$O_2 = - \frac{12990 \cdot 123}{50} = - 32000$	$- 32000 \frac{280}{530} = - 16900$	$- (32000 - 16900) = - 15100$
	$O_1 = - \frac{12990 \cdot 87}{50} = - 22700$	$- 22700 \frac{280}{530} = - 12000$	$- (22700 - 12000) = - 10700$
	$O_3 = - \frac{12990 \cdot 32}{50} = - 8300$	$- 8300 \frac{280}{530} = - 4300$	$- (8300 - 4300) = - 4000$

Kilogramm.

Die Durchschnitts-Variation wird nicht in jedem Felde vorgenommen; der Querschnitt soll vielmehr in jeder Trägershälfte für die Gruppen $U_1, U_2 - U_3 - U_4, U_5 - O_1, O_2 - O_3, O_4$ constant bleiben.

Der erforderliche Querschnitt ist unter Zuschlag für die Nietlochung nach den Gleichungen 15. und 18. in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches« (S. 250 u. 251) zu berechnen.

Stab	Erforderlicher Querschnitt:	Hergestellt aus	Nutzquerschnitt:
Nach Gleichung 15	$U_1, U_2 \quad \frac{8770}{1460} + \frac{7830}{770} = 16,5 \text{ cm}$	2 Winkelisen $6 \times 6 \times 1,2$	$2 \cdot 1,2 (16 - 5 - 2) = 18 \text{ cm}$
	$U_3 \quad \frac{15100}{1460} + \frac{1350}{770} = 25,4 \text{ „}$	2 Winkelisen $6 \times 6 \times 1,2$ + 1 Platte $17,5 \times 0,5$	$18 + 0,5 (17,5 - 4) = 20,5 \text{ „}$
	$U_4, U_5 \quad \frac{20000}{1460} + \frac{17900}{770} = 37,5 \text{ „}$	2 Winkelisen $6 \times 6 \times 1,2$ + 1 Platte $17,5 \times 0,5$ + 1 Platte $17,5 \times 0,6$	$20,5 + 0,5 (17,5 - 4) = 36 \text{ „}$
Nach Gleichung 18	$O_1, O_2 \quad \frac{12000}{1200} + \frac{10700}{720} = 25 \text{ „}$	2 Winkelisen $7,5 \times 7,5 \times 1,2$	$2 \cdot 1 (25 + 6,5 - 2) = 24 \text{ „}$
	$O_3, O_4 \quad \frac{19600}{1200} + \frac{17400}{720} = 40,5 \text{ „}$	2 Winkelisen $7,5 \times 7,5 \times 1,2$ + 1 Platte $20,5 \times 1,0$	$24 + 1 (20,5 - 4) = 40,5 \text{ „}$

Fig. 599.



Gegen Zerknicken der ganzen oberen Gurtung wirken die aufgelagerten Balken. Die Steifigkeit der einzelnen Felder, wie die Theilung der Verbindungsstehniere da, wo die Platten fehlen, ist wie folgt zu untersuchen.

Die ungünstigsten Felder sind O_4 und O_2 . In O_4 (Fig. 599) liegt der Schwerpunkt $2,5 \text{ cm}$ unter Oberkante und das kleinste Trägheitsmoment ist

$$J_{\min} = (20,5 - 4) \frac{2,5^3 - 1,5^3}{3} + (16,5 - 4 - 1,5) \frac{1,5^3 - 0,5^3}{3} + 2 \frac{0,5^3 + 6 \cdot 2^3}{3} = 221$$

Das nothwendige Trägheitsmoment ist bei 5-facher Sicherheit¹²⁵⁾ $J = \frac{5 P l^3}{E \pi^2}$. Nun ist

$$l = 100 \text{ cm und } P = 37000 \text{ kg, also } J = \frac{5 \cdot 37000 \cdot 100^3}{2000000 \cdot \pi^2} = 937.$$

¹²⁵⁾ Nach Fig. 136 in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches

Der Querschnitt, welcher auf Druck eben genügt, ist also gegen Zerknicken reichlich steif. Er kann als einheitlicher Querschnitt angesehen werden, da die Platte die Winkleisen verbindet; die Heftniete sind in einer Theilung von 5 Durchmessern = 10 cm angenommen, so daß die Halbierung der Theilung für die Anschlußniete eben noch möglich ist.

In O_2 muß untersucht werden, wie oft die einzelnen Winkleisen zu verbinden sind (Fig. 600). Der Schwerpunkt eines Winkleisens liegt 2,3 cm von Schenkelaufsenkante, und für die zu den Schenkeln parallelen Schwerpunktsachsen ist ¹²⁹⁾ $\mathcal{I} = \mathcal{I}_1 = 73,5$.

Unter Bezugnahme auf Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«, Art. 313 (S. 269) wird nach Fig. 600 für ein Winkleisen:

$H = 5,3 \cdot 1 \cdot 2,85 \cdot 1,7 + 2,2 \cdot 1 \cdot (-1,1) \cdot 1,7 + 1,2 \cdot 1 \cdot (-1,7) \cdot 0,8 + 5,3 \cdot 1 \cdot (-2,65) \cdot (-1,7) = 42,5$,
und das kleinste Trägheitsmoment ist nach Gleichung 45. dafelbst

$$\mathcal{I}_{y_1} = 73,5 \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right)^2 + 73,5 \left(\frac{1}{\sqrt{2}} \right)^2 - 42,5 \cdot 1 = 31.$$

Sollen zwischen die Knotenpunkte keine Verbindungsniete gesetzt werden, so ist das erforderliche Trägheitsmoment für O_2 ($= 22\,500 \text{ kg}$)

$$\mathcal{I} = \sqrt{\frac{5 \cdot \frac{22\,500}{2} \cdot 100^2}{2\,000\,000 \pi^2}} = 5,4,$$

so daß also die unverbundenen Winkleisen schon steif genug wären. Es werden jedoch in jedes Feld zweckmäßig 2 Stehniete eingesetzt, um die gleichmäßige Beanspruchung thunlichst zu sichern.

Die in einem Knotenpunkte neu beginnende Platte oder Lamelle muß über diesen Punkt hinaus nach dem Auflager zu so weit hinausragen, daß die ihrem Querschnitte entsprechende Zahl von Anschlußnieten außerhalb des Knotenpunktes Platz findet.

Es ist die Spannung im Stabe O_3 der oberen Gurtung gleich $- 32\,300 \text{ kg}$ und der ganze Querschnitt desselben gleich $40,5 \text{ qcm}$; fonach hat $1 \text{ qcm} \frac{32\,300}{40,5} = 800 \text{ kg}$ zu tragen. Die von der Lamelle aufzunehmende Kraft ist $(20,5 - 4) 1 \cdot 800 = 13\,200 \text{ kg}$; die Anschlußniete sind einschnittig, der Nietdurchmesser d gleich der doppelten Blechdicke δ ($d = 2\delta$); fonach beträgt die Zahl der Nieten nach Art. 206 (S. 142, Gleichung 83.), wenn 700 kg pro 1 qcm als zulässige Scherbeanspruchung der Nieten angenommen werden,

$$n = \frac{13\,200 \cdot 4}{2^2 \cdot \pi \cdot 700} = 6 \text{ Niete.}$$

Da stets 2 Niete neben einander sitzen, so müssen hiernach 3 Nietreihen außerhalb des Knotenpunktes $O_2 O_3$ in der Lamelle enthalten sein, woraus sich die in Fig. 602 dargestellte Anordnung ergibt. Die Ungleichmäßigkeit, welche aus der Zufügung der Lamelle für die Balkenlagerung entsteht, wird durch Ausschneiden der Balken ausgeglichen (Fig. 601 u. 601 a).

β) Gitterstäbe. Die Spannungen in den Gitterstäben sollen beispielsweise für die Felder I und II in Fig. 598 untersucht werden.

Im Felde I werden sie am ungünstigsten belastet, wenn alle Knotenpunkte 2 bis 8 mobile Last tragen. Es ist dann der Auflagerdruck für Eigengewicht $A = \frac{7 \cdot 1260}{2} = 4410 \text{ kg}$, für mobile Last

Fig. 600.

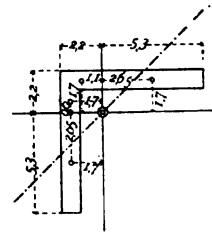
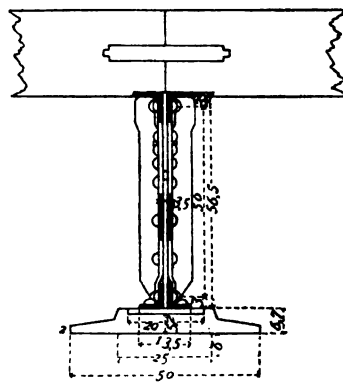
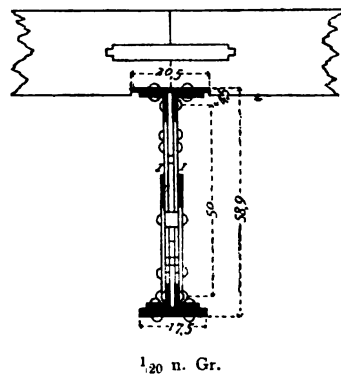


Fig. 601.



Schnitt nach MN

Fig. 601 a.



Schnitt nach OP

des Trägers in Fig. 602.

¹²⁹⁾ Nach der Tabelle auf S. 195 in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«.

$A = \frac{7 \cdot 1125}{2} = 3940 \text{ kg}$. Es entstehen somit im Gitterstabe D_1 die Spannungen $4410 \cdot 1,414 = +6235 \text{ kg}$ aus Eigengewicht und $3940 \cdot 1,414 = +5570 \text{ kg}$ aus mobiler Last. In D_2 treten dieselben Kräfte als Druck auf.

Die erforderlichen Querschnitte im Stabe D_1 ergeben sich¹²⁹⁾ zu $\frac{6235}{1400} + \frac{5570}{770} = 11,8 \text{ qcm}$; D_1 wird daher aus 2 Flachbändern von $8 \times 1 \text{ cm}$ gebildet und erhält $2(8 - 2) \cdot 1 = 12 \text{ qcm}$ Nutzquerschnitt. Nach Art. 206 (Gleichung 85, S. 142) wird die Anzahl der Anschlusniete bei 1300 kg Lochspannungsdruck im $1,5 \text{ cm}$ starken Knotenbleche

$$n = \frac{6235 + 5570}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 3.$$

Für den Stab D_2 ist der erforderliche Querschnitt¹³¹⁾

$\frac{6235}{1200} + \frac{5570}{720} = 13 \text{ qcm}$; die auf die Gurtwinkel zu nietenden Flacheisenstäbe erhalten demnach $8,5 \text{ cm}$ Breite. Die Länge beträgt $50 \cdot 1,414 = 70,7 \text{ cm}$, und das notwendige Trägheitsmoment bei 5-facher Sicherheit ist¹³²⁾

$$J = \frac{5 P l^3}{\pi^2 E} = \frac{5 (6235 + 5570) \cdot 70,7^3}{\pi^2 \cdot 2000000} = 14,7.$$

Die erforderliche Dimension h (Fig. 593) folgt also aus $2(8,5 - 2) \cdot 1 \cdot \frac{h^3}{4} = 14,7$ mit $h = 2,15 \text{ cm}$. Tatsächlich ist $h = 1,5 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0,5 = 4,5$; der Flacheisenquerschnitt reicht also für den Druck aus. Die Theilung der Verbindungsните hängt vom Trägheitsmomente des einzelnen Flacheisens ab, welches $1^3 \cdot \frac{8,5 - 2}{12} = 0,54$ beträgt. Bei 5-facher Sicherheit ist¹³³⁾

$$2n + 1 = \sqrt{\frac{5 \cdot (6235 + 5570) \cdot \frac{1}{2} \cdot 70,7^3}{\pi^2 \cdot 2000000 \cdot 0,54}} = 3,7$$

und $n = 2$;

folglich die Wellenlänge $\lambda = \frac{2}{2 \cdot 2 + 1} l = \frac{2}{5} l$; die Niettheilung, welche $= \frac{\lambda}{2}$ ist, muß also $= \frac{1}{5}$ der Länge, d. h. $\frac{70,7}{5} = 14,15 \text{ cm}$ betragen.

Im Felde IV ist die vom Eigengewichte herrührende Transversalkraft $\frac{7 \cdot 1260}{2} = 3 \cdot 1260 = 630 \text{ kg}$, daher die Spannung im Stabe D_7 gleich $+630 \cdot 1,414 = +890 \text{ kg}$ und im Stabe D_8 gleich -890 kg .

Sind die Knotenpunkte 5 bis 8 mobil belastet, so ist der von der mobilen Last herrührende Auflagerdruck

$$A = \frac{1125(4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} = 1406 \text{ kg},$$

somit die aus der mobilen Belastung rechts herrührenden

¹²⁹⁾ Nach: Gleichung 15. (S. 250) in Theil I, Bd. 2 dieses Handbuches.

¹³¹⁾ Nach: Gleichung 18. (S. 251) ebendaf.

¹³²⁾ Nach: Fig. 136 (S. 302) ebendaf.

¹³³⁾ Nach: Gleichung 107. (S. 298) ebendaf.

Spannungen in den Stäben D_7 und D_8 bzw. $+1406 \cdot 1,414 = +1990 \text{ kg}$ und -1990 kg . Sind dagegen die Knotenpunkte 2 bis 4 voll belastet, so ist

$$A = \frac{1125 (5 + 6 + 7) 100}{800} = 2530 \text{ kg}$$

und die Transversalkraft im Felde IV $2530 - 3 \cdot 1125 = -845 \text{ kg}$; ferner betragen die aus der mobilen Belastung links sich ergebenden Spannungen in den Stäben D_7 und D_8 bzw. $-845 \cdot 1,414 = -1195 \text{ kg}$ und $+1195 \text{ kg}$.

Es ist ferner der Gitterstab D_7 nach Gleichung 21. in Theil I, Bd. I dieses »Handbuches« (S. 251) zu dimensioniren mit

$$\frac{890}{1400} + \frac{1990}{770} + \frac{1195}{1700} = 3,9 \text{ qcm}$$

und der Querschnitt des Gitterstabes D_8 nach Gleichung 24. daselbst mit

$$\frac{890}{1200} + \frac{1990}{720} + \frac{1195}{1800} = 4,2 \text{ qcm.}$$

Es werden hier also thunlichst schwache Flacheisenquerschnitte auszuführen sein, welche in den Einzelheiten nach obigem Verfahren dimensionirt werden. Die Gitterstäbe erhalten die in Fig. 602 eingetragenen Abmessungen und Anschlusniete. Es sind jedoch die Gitterstäbe nach der Trägermitte hin mehr und mehr zu stark bemessen, weil die theoretischen Dimensionen für die Herstellung zu gering ausfielen. Es mag hier noch besonders hervorgehoben werden, daß die gedrückten Stäbe aus zwei Flacheisen mit Stehnieten die sorgfältigste Herstellung der Nietung verlangen. Es ist vorgekommen, daß solche Glieder in Folge mangelhafter Bildung der Stehniete eingeknickt sind, weil jedes Flacheisen für sich nachgab, und es wird daher vielfach auch dann vorgezogen, die gedrückten Stäbe aus je 2 Winkeleisen zu bilden, wenn der Flacheisenquerschnitt theoretisch vollkommen genügt.

Da die gedrückten Gitterstäbe nicht direct auf den Knotenblechen liegen, so müssen die in Fig. 602 durch verticale Schraffirung angedeuteten Füllbleche eingelegt werden.

Der Anschluß der Gitterstäbe an die Gurtungen kann nur in den seltensten Fällen mittels directer Vernietung der Theile erfolgen, weil die Gurtungen zur Anbringung der erforderlichen Nietzahl meist nicht den nöthigen Platz bieten. Es ist dann nöthig, wie hier in fast allen Knoten, Knotenbleche einzusetzen, an welche die Wandglieder mit den oben für zwei Fälle berechneten Nietzahlen angegeschlossen werden, welche nun aber anderseits mit den Gurtungen in ausreichende Verbindung gebracht werden müssen.

Die Knotenbleche übertragen auf die Gurtungen die Resultirende aus den an sie anschließenden Paaren von Gitterstäben, und diese Resultirenden sind hier wegen der horizontalen Gurtungen horizontal; sie sind ferner gleich der Summe der Vertical-Componenten der Spannungen in den Gitterstäben, weil von den zwei an ein Knotenblech anschließenden Stäben stets einer gedrückt, einer gezogen wird und die Neigung beider 45 Grad beträgt.

Der obere Anschluß des Gitterstabes D_1 muß im Knotenbleche drei um den Endknoten symmetrisch geordnete Niete erhalten, weil dieses Knotenblech höchstens die Maximalspannung von D_1 zu übertragen hat und diese 3 Niete verlangt; gesetzt sind 5 Niete.

Im Knotenpunkt U_1 U_2 ist die größte Vertical-Componente von D_1 gleich der von D_2 , also gleich 8350 kg ; die Summe der Horizontal-Componenten hiernach $2 \cdot 8350 = 16700 \text{ kg}$ und die Zahl der zweifachmittigen Anschlusniete für $d > \delta$ nach Art. 206 (S. 142, Gleichung 85.) $n = \frac{16700}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 5$ Niete, von denen der mittlere D_2 direct faßt, und von denen einer wegen der Collision mit den Stäben von D_2 mit zwei ganz verfenkten Köpfen herzustellen ist. Aus den Nietstellungen ergibt sich dann Größe und Form des Knotenbleches (Fig. 602).

Im Knotenpunkte O_1 O_2 wird die größte Kraft übertragen, wenn dieser Knotenpunkt nebst allen rechts davon liegenden voll belastet ist. Die Vertical-Componente von D_2 ist dann 8350 kg , die von D_3 gleich $8350 - 2385 = 5965 \text{ kg}$, somit die Summe der Horizontal-Componenten $8350 + 5965 = 14315 \text{ kg}$ und die erforderliche Zahl der Anschlusniete des Knotenbleches an die Gurtung $\frac{14315}{2 \cdot 1,5 \cdot 1300} = 4$ Niete.

Im Knotenpunkte U_2 U_3 haben beide anschließenden Gitterstäbe D_3 und D_4 die größten Vertical-Componenten, wenn der Knotenpunkt O_2 O_3 nebst allen rechts davon liegenden mobil belastet ist. In beiden ist die Vertical-Componente dann

$$\frac{7 \cdot 1125}{2} + 1260 \frac{(6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) 100}{800} - 1125 = 6100 \text{ kg};$$

- FAIRBAIRN, W. *On the application of cast and wrought iron to building purposes*. London 1854.
(4. Aufl. 1870). — Deutsch von D. BRAUNS. Braunschweig 1859.
- GUILLAUME. *Tableaux de la résistance des fers à double T etc.* Paris 1858.
- COHEN, L. P. Tabellen zur Bestimmung der Dimensionen gußeiserner Träger. Leipzig 1861.
- GUETTIER, A. *De l'emploi pratique et raisonné de la fonte de fer dans les constructions*. Paris 1861.
- MONGÉ. *Constructions en fer etc.* Paris 1861.
- SHIELDS, F. W. *Strains on structures of ironwork etc.* London 1861. (2. Aufl. 1867). — Deutsch von B. BEHR. Berlin 1861.
- FINK, F. Die Schule des Baufchlossers. Leipzig 1861. (3. Aufl. 1880.)
- HÄNEL, A. Abhandlung über die Constructionsverhältnisse eiserner Gitterbalken. Stuttgart 1864.
- BRANDT, E. Lehrbuch der Eifen-Konstruktionen mit besonderer Anwendung auf den Hochbau. Berlin 1864.
(3. Aufl. 1876.)
- LAVEDAN, P. *Guide pratique de ferrurerie usuelle et artistique etc.* Paris 1867.
- BOILEAU, L. A. *Le fer principal élément constructif de la nouvelle architecture*. Paris 1871.
- BARRÉ, L. A. *Éléments de charpenterie métallique*. Paris 1872.
- LIGER, L. *La ferronnerie ancienne et moderne etc.* Bd. I u. II. Paris 1873 u. 1876.
- DES BIARS, G. *De l'emploi du fer dans les constructions. Planchers, poitrails et linteaux en fer laminé, supports en piliers en fonte ou en fer forgé*. Paris 1874.
- KLASEN, L. Handbuch der Hochbau-Construktionen in Eifen. Leipzig 1876.
- DEMONT. *Nouveau traité de ferrurerie, ou Vignole à l'usage des ouvriers etc.* Paris 1876.
- HEINZERLING, F. Der Eifenhochbau der Gegenwart. Aachen 1876—78.
- JEEP, W. Die Verwendung des Eifens beim Hochbau. Leipzig 1876—79.
- INTZE, O. Tabellen und Beispiele für eine rationelle Verwendung des Eifens zu einfachen Baukonstruktionen. Berlin 1878.
- LÜDICKE, A. Praktisches Handbuch für Kunst-, Bau- und Maschinen-Schlosser. Weimar 1878.
- CORNU, L. *Guide pratique pour l'étude et l'exécution des constructions en fer*. Levallois-Perret 1878.
- THIOLLET. *Serrurerie et fonte de fer*. Paris 1879.
- LOEWE, F. Ueber Nietverbindungen. Erster Bericht des Professor W. C. UNWIN an die Sub-Commission der „Institution of Mechanical Engineers“ etc. Wien 1880.
- BOILEAU, L. A. *Principes et exemples d'architecture ferronnière; les grandes constructions éditaires en fer; la halle-basilique*. Paris 1880.
- ZIMMERMANN, H. Ueber Eifenconstruktionen und Walzprofile. Berlin 1881.
- ZIMMERMANN, H. Trägheitsmomente, Widerstandsmomente und Gewichte genieteter Blechträger. Berlin 1881. (2. Aufl. 1885.)
- FERRAND, J. *Le charpentier-ferrurier au XIX^e siècle. Constructions en fer et en bois. Charpentes mixtes en fer, fonte et bois*. Paris 1881.
- NOWAK, E. Der Metallbau. Leipzig 1882.
- UHLAND, W. H. Handbuch für den praktischen Maschinen-Constructeur. I. Band. Leipzig 1883. S. 1.
- KOULLE, H. Hülftabellen für die Berechnung schmiedeeiserner Stützen etc. Berlin 1884.
- LAUTER, W. H. u. H. RITTER. Façoneifen und deren praktische Verwendung. Frankfurt a. M. 1885.
- L'architettura del ferro. Raccolta dei motivi per costruzioni civile, ferroviarie et artistiche*. Mailand 1885.

DIE HOCHBAU-CONSTRUCTIONEN.

ZWEITE ABTHEILUNG.

F U N D A M E N T E.

Von Dr. EDUARD SCHMITT.

FUNDAMENTE.

I. Abschnitt.

Fundament und Baugrund.

Der unterste Theil eines Bauwerkes, welcher den von letzterem ausgeübten Druck unmittelbar auf den darunter liegenden natürlichen Erdboden — den Baugrund — zu übertragen hat, wird Fundament genannt, und die Construction des Fundamentes heißt Fundirung oder Gründung.

320.
Vor-
bemerkungen.

Die untere Begrenzung eines Fundamentes ist durch die eben gegebene Begriffsbestimmung genau gegeben; nicht so genau läßt sich die obere Begrenzung desselben fest setzen. Bei unterkellerten Gebäuden hört in der Regel das Fundament mit der Oberkante jenes Fundament-Absatzes auf, der in der Höhe der Kellerfohle, bezw. der Unterkante des Kellerpflasters gelegen ist. Bei nur theilweise oder gar nicht unterkellerten Bauwerken läßt sich im Allgemeinen keine so bestimmte Angabe machen; bei Bauwerken ohne unterirdische Räume begrenzt man das Fundament am besten durch den unmittelbar unter der Erdoberfläche gelegenen Fundament-Abatz.

Die Betrachtung der Fundamente soll in der Weise eingetheilt werden, daß zunächst der Baugrund zur Besprechung kommt, hierauf die Grundätze, die bei Construction und Ausführung der Fundamente zu beobachten sind, erörtert und schließlich die wichtigeren Fundirungsmethoden vorgeführt werden.

Während im übrigen Hochbau-Constructionswesen in den letzten 20 bis 30 Jahren wesentliche und erfreuliche Fortschritte gemacht worden sind, ist solches auf dem Gebiete der Gründungen nur in verhältnißmäßig geringem Maße zuzugeben. Es ist diese Erscheinung um so auffälliger, als im Bereich des neueren Ingenieur-Bauwesens der Grundbau eine hervorragende Stellung einnimmt. Vielleicht kann neben dem eigentlichen Zwecke der nachfolgenden Betrachtung auch noch erreicht werden, daß einige veralteten Fundament-Constructionen verlassen werden und andere neueren, bisher nur wenig ausgeführten Gründungen eine häufigere Anwendung finden.

Literatur

über »Fundamente im Allgemeinen«.

HAGEN, G. Handbuch der Wasserbaukunst. 1. Theil, 2. Band: Fundirungen. Berlin 1841. (3. Aufl. 1870). *De quelques procédés employés par les anciens dans la fondation de leurs édifices. Revue gén. de l'arch.* 1855, S. 174, 230.

MÜLLER, H. Ueber Fundamentirungen. ROMBERG's Zeitschr. f. pract. Bauk. 1855, S. 121.

SCHÄFFER, Allgemeine Uebersicht der Fundirungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung des Eisens im Grundbau. ROMBERG's Zeitschr. f. pract. Bauk. 1860, S. 17, 123.

Allgemeine Uebersicht der Fundirungen mit besonderer Berücksichtigung der Anwendung des Eisens HAARMANN's Zeitschr. f. Bauhdw. 1862, S. 172.

SCHWARZ, F. Der Grundbau. Berlin 1865.

CHIOLICH-LÖWENBERG, H. v. Anleitung zum Wasserbau. 3. Abth. Entwässerungen und Bewässerungen, Kanal- und Kammerfchleusenbau, Fundirungen, Seebau. Stuttgart 1865. S. 100.

FOY, J. *Étude générale sur les fondations. Nouv. annales de la const.* 1865, S. 168, 174; 1866, S. 4.

- MENZEL, C. A. Die Gründungsarten der Gebäude und die Behandlung des Baugrundes. Herausg. u. verb. von C. SCHWATLO. Halle 1866.
- KNAPP's großes Vorlagewerk aus dem Gesamtgebiete der Bau-, Ingenieur-Wissenschaft und Gewerbskunde. Heft. I: Gründungen. Halle 1871.
- MENZEL, C. A. u. J. PROMNITZ. Die Gründung der Gebäude. Halle 1873.
- MORANDIÈRE. *Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal. 1er fasc.* Paris 1874. S. 57.
- FRAUENHOLZ, W. Bau-Constructions-Lehre für Ingenieure. 3. Band. Eisen- und Foundations-Constructions. München 1877. S. 275.
- KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. Leipzig 1879.
- FELDEGG, E. v. Allgemeine Constructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. BAUMEISTER. Carlsruhe 1879. II. Theil: Fundirungen.
- POWELL, G. T. *Foundations and foundation walls for all classes of buildings.* New-York 1879.
- Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Herausg. von E. HEUSINGER v. WALDEGG, L. FRANZIUS u. E. SONNE. 1. Band. Leipzig 1880. S. 695: Grundbau. (2. Aufl. 1884. S. 281.)
- DOBSON, E. *Foundations and concrete works.* London 1850. (5. Aufl. 1881.)
- DEBAUVE, A. *Procédés et matériaux de construction. Tome II: Fondations.* Paris 1865.

I. Kapitel.

B a u g r u n d.

a) Beschaffenheit des Baugrundes.*

321.
Technische
Anforderungen.

Die Beschaffenheit oder Qualität des Baugrundes ist in erster Reihe vom technischen Standpunkte aus zu beurtheilen. Bei solchen Bauwerken, welche zum Aufenthalt von Menschen und Thieren dienen sollen, treten zu den rein technischen auch noch gesundheitliche Anforderungen hinzu.

Die technische Beurtheilung eines Baugrundes bezieht sich hauptsächlich auf sein Verhalten gegen den vom Fundamente ausgeübten Druck. Die verschiedenen Bodenarten zeigen in dieser Beziehung eine nicht geringe Mannigfaltigkeit, und es sind für die hierdurch bedingte Beschaffenheit des Baugrundes insbesondere die nachstehenden Factoren maßgebend.

322.
Festigkeit.

1) Die Beschaffenheit des Baugrundes hängt in erster Reihe von seiner Festigkeit ab, d. i. von seiner Widerstandsfähigkeit gegen den vom Bauwerk ausgeübten Normaldruck. In Bezug auf diese Eigenschaft der verschiedenen Bodenarten unterscheidet man pressbaren und unpressbaren Baugrund. Zu letzterem gehören alle Bodenarten, welche dieselbe oder eine größere Druckfestigkeit, wie das Fundament-Mauerwerk besitzen; alle übrigen Bodenarten werden als pressbare bezeichnet.

Zum unpressbaren Baugrund gehören die massigen Felsarten (Basalt, Granit, Syenit, Porphyr, harter Kalk- und Sandstein etc.), ferner geschichtete Felsarten, in denen sich keine Rutschflächen bilden können, und ganz feste Geschiebeablagerungen (von mindestens 4 bis 6 m Mächtigkeit), welche auf anderen guten Bodenschichten aufruhren. Bei den pressbaren Bodenarten ist das gegenseitige Verhältniß zwischen dem vom Bauwerk ausgeübten Normaldruck und dem Maß der Pressbarkeit entscheidend für die Beschaffenheit des Baugrundes. Ueber die Grenzen, welche in dieser Richtung noch zulässig sind, bzw. welche einen Baugrund als überhaupt noch brauchbar erscheinen lassen, wird später die Rede sein.

323.
Mächtigkeit
der
Schichten.

2) Die Beschaffenheit des Baugrundes ist nicht allein durch seine Druckfestigkeit, sondern auch durch die Mächtigkeit der betreffenden Bodenschicht bedingt. Ein sonst guter Baugrund, der in geringer Mächtigkeit auf einer lockeren Bodenschicht lagert, ist in Folge dessen auch schlecht; eben so wird eine weniger gute Bodenart dadurch, daß sie in dünner Lage auf einer ganz festen Schicht aufruht, etwas besser.

Hat die tragfähige Schicht eine genügende Mächtigkeit, ruht sie aber auf einer weicheren Schicht auf, so muß man bei Ausführung des Fundamentes die erstere möglichst wenig schwächen, d. h. man muß das Fundament thunlichst wenig in die tragfähige Schicht verfenken. Hat man z. B. unter dem zu errichtenden Gebäude Kellerräume anzulegen, so ist man allerdings genöthigt, von der tragfähigen Schicht so viel abzugraben, als es die gewünschte Kellertiefe erfordert. Bei geringer Mächtigkeit dieser Schicht jedoch kann es unter Umständen geboten sein, die Keller so hoch als irgend thunlich zu legen, d. h. dieselben möglichst hoch aus der Erde herauszubauen.

3) Auf die Beschaffenheit des Baugrundes ist auch von Einfluss, welche Neigung die betreffenden Bodenschichten haben. Je mehr durch die vorliegenden Neigungsverhältnisse ein Abgleiten einzelner Schichten begünstigt werden kann, desto mehr verliert der fragliche Baugrund an Güte.

324.
Neigung
der
Schichten.

4) Durch das Wasser, welches bald als Grundwasser, bald als offenes stehendes, als fließendes oder als wellenschlagendes Wasser auftritt, ist die Beschaffenheit des Baugrundes gleichfalls in erheblicher Weise bedingt. Vom Einflusse des Wassers, der in einem Erweichen des Bodenmaterials, in einem Auswaschen desselben etc. bestehen kann, wird noch eingehend gesprochen werden. An dieser Stelle soll nur hervorgehoben werden, daß Bodenarten, die sonst einen ganz geeigneten Baugrund abgeben würden, durch die Gegenwart von Wasser unbrauchbar werden können.

325.
Wasser.

5) Für die Beschaffenheit des Baugrundes ist endlich noch von Wichtigkeit, ob nachtheilige Veränderungen desselben zu erwarten stehen oder ob auf solche Rücksicht genommen werden muß. Indem auch betreff dieses Gegenstandes auf spätere Betrachtungen verwiesen wird, sei hier nur bemerkt, daß mit derartigen Veränderungen in den betreffenden Bodenschichten auch eine Aenderung in deren Beschaffenheit als Baugrund eintritt.

326.
Ver-
änderungen.

Aus dem Gefagten geht hervor, daß die Beschaffenheit eines Baugrundes, in so weit sie vom technischen Standpunkte aus zu beurtheilen ist, durch eine nicht geringe Zahl von Factoren beeinflusst wird, und daß es sorgfältiger Vorerhebungen und Bodenuntersuchungen bedarf, bevor man die Beschaffenheit des Baugrundes in genügender Weise beurtheilen kann. Obwohl sich solche Untersuchungen mit großer Genauigkeit durchführen lassen, fehlt es doch häufig an einem sicheren Maßstabe zur genauen Schätzung der Tragfähigkeit des Baugrundes. Man ist deshalb veranlaßt, die verschiedenen Bodenarten zu classificiren und sich dadurch allgemeine Anhaltspunkte für die sog. Güte des Baugrundes zu verschaffen.

327.
Eintheilung
und
Verschieden-
heit.

Mit Rücksicht auf die letztere Bezeichnung kann man den unpressbaren Baugrund auch als sehr guten Baugrund bezeichnen und den pressbaren Baugrund in nachstehender Weise untertheilen:

1) Guter Baugrund, der sich nur in geringem Maße zusammenpressen läßt, wie grober und fest gelagerter Kies (von mindestens 2 bis 3^m Mächtigkeit), Gerölle (von gleicher Mächtigkeit), fester Mergel, zerklüfteter Felsen etc., ferner, wenn kein Erweichen durch das Wasser stattfinden kann, fester Lehm und Thon, so wie alle Mischungen von Sand und Thon (in Schichten von mindestens 2 bis 3^m Mächtigkeit).

2) Ziemlich guter Baugrund, der zwar pressbarer als der gute Baugrund ist, dessen Nachgiebigkeit jedoch für den Bestand des Bauwerkes meist unschädlich ist, wie fester Lehm und grober Sand, ersterer jedoch nur, wenn er vom Wasser nicht erweicht werden kann, letzterer nur, wenn er fest gelagert ist, keine thonigen und humosen Theile enthält und wenn er nicht künstlich (durch Wassertschöpfen) oder natürlich (durch Aufheben des Gleichgewichtes im Wasser) in Triebfand verwandelt werden kann ¹³⁴⁾.

¹³⁴⁾ Aller Sand kann Triebfand werden, der feine am leichtesten.

3) Schlechter Baugrund, d. i. folcher Boden, der zwar nicht knetbar ist, aber jedem etwas stärkeren Drucke nachgiebt, dabei zum Theile feitlich ausweicht, wie feiner Sand, nasser Lehm und Thon, Damm- und andere vegetabilische Erde, aufgefüllter Boden etc.

Vegetabilische Erden und aufgefüllter Boden bilden nicht nur ihrer großen Preisbarkeit halber einen schlechten Baugrund, sondern auch wegen ihres bedeutenden Gehaltes an mineralischen und organischen Substanzen, welche das Mauerwerk in schädlicher Weise beeinflussen. Zu den ersteren gehören insbesondere die Chloralze, zu letzteren stickstoffhaltige Beimengungen, welche durch die Bodenfeuchtigkeit in Verwesung gerathen und die Bildung des sog. Mauerfraßes veranlassen. Insbesondere ist der Grund und Boden unserer Städte häufig durch eingefickerte Fäcal-Flüssigkeit ganz verdorben.

4) Sehr schlechter Baugrund oder ganz weicher, meist knetbarer Boden, der feitlich ausweicht, sobald er belastet wird, wie Torf, Moorboden, Humus, Flugsand, Trieb sand etc.

328.
Allgemeine
Verhältnisse.

Nur in sehr seltenen Fällen bildet die oberste Erdschicht einen brauchbaren Baugrund; nur vollständig frost- und witterungsbeständiger Felsen gehört hierzu. Sonst hat man es entweder mit einer so lockeren Bodenart zu thun, daß ein Bauwerk überhaupt nicht darauf gesetzt werden kann; oder es liegt eine festere Schicht zu Tage, die jedoch durch Frost und andere atmosphärische Einflüsse gelockert wird und deshalb auch nicht als Baugrund verwendet werden kann.

Auf dem flachen Lande ist es häufig die sog. Mutter- und Ackererde, welche die oberste Erdschicht bildet und die unter allen Umständen als Baugrund ungeeignet ist, nicht nur weil sie zu weich ist, sondern auch aus dem Grunde, weil sie in Folge ihres starken Humus-Gehaltes leicht Anlaß zur Schwammzuchtung giebt. In Städten findet man häufig aufgefüllten Schutt, auf den ein Bauwerk gleichfalls nicht gesetzt werden kann.

Findet man an der Baustelle schlechte oder sehr schlechte Bodenarten, so verfährt man, sobald dies möglich ist, am besten in der Weise, daß man die lockeren Bodenschichten abgräbt, bis man auf eine tragfähige Schicht gelangt; in der so gebildeten Baugrube kann alsdann das Fundament unmittelbar ausgeführt werden. Ist dieses Verfahren nicht zulässig, so muß durch entsprechende Construction und Ausführung des Fundamentes selbst dem Bauwerk die erforderliche Standfestigkeit verliehen werden; bisweilen kann schlechter Baugrund auch verbessert werden, wovon noch unter c die Rede sein wird.

Auf ziemlich guten Baugrund können Gebäude ohne Weiteres gesetzt werden, wenn sie einen verhältnißmäßig nur kleinen Druck ausüben und wenn ein geringes Setzen des Gebäudes für dessen Bestand unschädlich ist. Sonst muß man den Baugrund künstlich zu befestigen suchen.

Der gute Baugrund ist im Stande, die meisten vorkommenden Bauwerke mit Sicherheit zu tragen; bei sehr gutem Baugrund ist die Grenze der Tragfähigkeit noch niemals erreicht worden.

329.
Gesundheits-
liche
Anforderungen.

Zu den technischen Bedingungen, welche ein guter Baugrund zu erfüllen hat, treten bei zum Bewohnen bestimmten Gebäuden noch die Anforderungen der Hygiene hinzu. Diese beziehen sich im Wesentlichen darauf, daß die von Menschen und Thieren zu benutzenden Räume durch den Baugrund nicht »feucht« gemacht werden sollen und daß der Baugrund an diese Räume auch keine gesundheitschädlichen, von der Verwesung organischer Stoffe hauptsächlich herrührenden Gase abgeben darf¹³⁵⁾.

¹³⁵⁾ Die Gasmenge, welche die obere Bodenschicht enthält, oder was das Gleiche ist, die Gase, welche die Poren dieser Schicht durchsetzen, heißen Grundluft oder Bodenluft; dieselbe befindet sich fast unausgesetzt in einem Zustande langsame Bewegung, hervorgerufen durch die Temperaturschwankungen im Erdboden, durch den einsickernden Regen, durch Luftdruckänderungen etc. Die Grundluft ist weder in ihrer Menge, noch in ihrer Zusammensetzung unveränderlich; die erstere ist hauptsächlich vom Feuchtigkeitsgehalt des Bodens abhängig, letztere insbesondere von der ursprünglichen Beschaffenheit des letzteren und von der Beschaffenheit jener Stoffe, welche ihm durch Luftwechsel, atmosphärische Niederschläge oder aus besonderen Quellen der Verunreinigung (Abortgruben, Unrathscanäle, Kehr- und Düngergruben etc.) zugeführt werden. (Siehe: PETTENKOFER, M. v. Der Boden und sein Zusammenhang mit der Gesundheit des Menschen. Berlin 1882.)

In unseren Städten ist es hauptsächlich das Grundwasser, welches Kellerwohnungen und andere unterirdische Räume feucht macht, und im Wesentlichen ist es der Inhalt von Abortgruben, Unrathscanälen, Stall- und Kehrtrichtgruben, welcher bei schlechter Construction dieser Anlagen in den umgebenden Boden sickert und denselben dadurch verpestet. Auf dem flachen Lande treten diese Uebelstände in Folge der daselbst herrschenden Bauweise weniger stark auf; dort ist namentlich der sumpfige Boden, welchem die bekannten schädlichen Sumpfgase ihre Entstehung verdanken, nachtheilig. (Siehe auch Theil III, Band 4 u. 5 dieses »Handbuches«, S. 1 u. ff.)

Ohne den Werth und die Bedeutung dieser gesundheitlichen Anforderungen zu verkennen, haben dieselben für den Architekten, sobald er die Beschaffenheit eines Baugrundes als gut oder schlecht zu bezeichnen hat, doch im Allgemeinen nur einen akademischen Charakter. In unseren Städten und auch an anderen Orten ist die Baustelle in der Regel so scharf oder doch innerhalb so enger Grenzen gegeben, daß das Gebäude, unbekümmert ob der Baugrund in gesundheitlicher Beziehung entspricht oder nicht, daselbst ausgeführt werden muß. Die Hauptaufgabe des Architekten besteht alsdann nur darin, durch zweckmäßige Construction der Fundamente des Gebäudes und seiner sonstigen Theile den gesundheitschädlichen Einfluß des Baugrundes möglichst unwirksam zu machen ¹³⁶⁾.

Gegen das Eindringen der Grundluft in die Kellerräume sichert eine unter dem ganzen Gebäude durchgeführte Beton-Schicht; eine Lage von fettem Thon ist nicht so wirksam. Soll auch die das Gebäude umgebende Bodenschicht keine Grundluft an dasselbe abgeben, so muß man die Kellermauern nach außen frei legen, was durch Anordnung eines ringsum laufenden Luft- oder Isolirgrabens ¹³⁷⁾ erreicht wird.

Durchgehende Beton-Schicht sowohl, als auch Luftgräben dienen gleichfalls dazu, um die Bodenfeuchtigkeit vom Gebäude abzuhalten. Von anderen Mitteln, das Eindringen von Grundwasser in die Kellerräume und das Feuchtwerden des Mauerwerkes etc. zu verhüten, wird noch später die Rede sein.

b) Untersuchung des Baugrundes.

Da von der Beschaffenheit des Baugrundes zum großen Theile die Construction und Ausführung der Fundamente abhängt, da ferner der Bestand eines Bauwerkes wesentlich durch die richtige Gründung desselben bedingt ist, erscheint es von großer Wichtigkeit, von vornherein die Bodenbeschaffenheit der in Aussicht genommenen Baustelle genau zu kennen. In manchen Fällen liegen in dieser Beziehung bereits die nöthigen Erfahrungen vor, indem z. B. in der unmittelbaren Nähe der Baustelle bereits Gründungen ausgeführt worden sind, oder es sind die geologischen Verhältnisse so einfach und untrüglich, daß sie einen zuverlässigen Anhaltspunkt gewähren; alsdann sind besondere Vorarbeiten, welche eine eingehende Ermittlung der Bodenbeschaffenheit bezwecken, nicht erforderlich.

Sobald jedoch solche Anhaltspunkte nicht vorliegen, sind besondere Bodenuntersuchungen vorzunehmen; dieselben sollten in solchen Fällen niemals unterlassen und stets auf das Sorgfältigste vorgenommen werden. Nur auf Grundlage der genauesten Untersuchungen dieser Art läßt sich die richtige Fundirungs-Methode wählen, und nur in solcher Weise lassen sich spätere Reconstructions-Arbeiten, welche stets sehr zeitraubend und kostspielig sind, vermeiden; unter Umständen kann bloß auf diesem Wege dem baldigen Verfall eines Bauwerkes vorgebeugt werden.

Die Untersuchung des Baugrundes hat die Bodenarten fest zu stellen, welche auf der Baustelle vorhanden sind; hierbei genügt es nicht, bloß die Aufeinanderfolge

330.
Allgemeines.

Die Grundluft strömt durch den Boden der Kellerräume in das Innere der Gebäude ein; das Emporsteigen derselben wird schon durch die Gleichgewichtstörungen befördert, denen die Innenluft durch das Öffnen von Thüren und Fenstern, durch die Verschiedenheit in der Temperatur der einzelnen Innenräume etc. unterworfen ist, am meisten aber durch die Einrichtungen für Heizung und Lüftung des Gebäudes, so wie durch die sonst vorhandenen Feuerstellen, Schornsteine etc.

¹³⁶⁾ Vergl. HASLBERG, E. v. Ueber den Baugrund der Wohnhäuser. Deutsche Viert. f. öff. Gesundheitspf. 1870, S. 35.

¹³⁷⁾ Siehe auch Theil III, Band 2 (Abth. III, Abschn. 1, A. Kap. über »Schutz gegen Feuchtigkeit und Witterungseinflüsse«), so wie Theil III, Band 5 dieses »Handbuches« (Art. 149).

der verschiedenen Bodenschichten zu ermitteln; sondern es muß auch deren Mächtigkeit und Neigung fest gestellt werden. Es genügt ferner auf einer ausgedehnteren Baustelle nicht, nur zu untersuchen, wie die Bodenschichten über einander wechseln; vielmehr muß auch ermittelt werden, ob nicht neben einander gelegene Theile des Baugrundes gleichfalls von wechselnder Beschaffenheit sind. Es kommt auf größeren Bauplätzen nicht selten vor, daß einzelne Stellen ganz festen, die zunächst liegenden aber schlechten Boden zeigen. Man hat deshalb auf etwas ausgedehnteren Baustellen die Bodenuntersuchung an mehreren Punkten vorzunehmen; man hat dieselbe insbesondere an solchen Punkten auszuführen, wo später die größte Belastung stattfinden wird, also z. B. an den Gebäudeecken, an Stellen, wo stark belastete Freistützen, schwere Maschinen etc. zu stehen kommen.

Bisweilen müssen die Bodenuntersuchungen auch auf die Umgebung der Baustelle ausgedehnt werden; es wird dies insbesondere dann erforderlich, wenn nachtheilige Veränderungen des Baugrundes durch Wasser, Rutschungen etc. nicht ausgeschlossen sind.

Zu den Bodenuntersuchungen gehört in gewissem Sinne auch die Ermittlung der Grundwasserverhältnisse; die Kenntniß des höchsten Grundwasserspiegels ist hauptsächlich für die Ausführung, die Kenntniß des niedrigsten Grundwasserspiegels häufig für die Construction des Fundamentes maßgebend. In gleicher Weise ist bei Bauwerken an den Ufern der Flüsse, Seen etc., eben so bei Bauwerken, welche in solchen Gewässern zu errichten sind, die Kenntniß der höchsten, mittleren und niedrigsten Wasserstände von Wichtigkeit.

Die Tiefe, auf welche im Hochbauwesen Bodenuntersuchungen vorgenommen werden, ist in der Regel keine bedeutende; man wird in dieser Beziehung nur selten bis 10 m gehen und nur ausnahmsweise die Untersuchungen auf noch größere Tiefen ausdehnen; doch dürfte man auch dann nicht leicht über 20 m gehen.

Man kennt fünf Methoden der Bodenuntersuchung, nämlich: das Aufgraben des Bodens, die Untersuchung mit dem Sondireifen, das Einschlagen von Probepfählen, die Anlage von Bohrlöchern und die Probelastungen.

1) Aufgraben des Bodens. Dieses ist die sicherste und beste Methode der Bodenuntersuchung. Indem man auf der Baustelle an verschiedenen, passend gewählten Punkten Vertiefungen ausgräbt, hat man die Lage und Beschaffenheit der Bodenschichten, so wie deren Mächtigkeit deutlich vor Augen. Die Anwendung dieses Verfahrens ist einerseits durch die hohen Kosten, andererseits durch das etwaige Vorhandensein von Wasser beschränkt. Durch das in letzterem Falle nothwendige Wasserschöpfen werden nicht nur die Kosten erhöht; es wird bei manchen Bodenarten (Kies, Sand etc.) dadurch auch die Beschaffenheit derselben geändert.

Bei geringerer Tiefe werden einzelne Gruben mit möglichst steilen Wandungen ausgehoben; bei größerer Tiefe ist man genöthigt, in bergmännischer Weise sog. Probe- oder Versuchsschächte abzuteufen, nöthigenfalls auszubauen. Die Gruben müssen eine solche Sohle erhalten, daß ein bis zwei Arbeiter sich darin bewegen können; die Schächte erfordern in der Regel eine größere Grundfläche, weil in denselben auch noch Vorrichtungen zur Emporschaffung des ausgegrabenen Bodenmaterials angebracht werden müssen.

2) Sondiren¹⁸⁸⁾. Das Sondir- oder Visitireifen, auch Sondirnadel genannt, ist eine Eisenstange von 2,0 bis 3,5 m Länge und 25 bis 45 mm Dicke, welche unten mit einer langen Spitze versehen ist und in den Boden eingestoßen, eingedreht oder eingerammt wird. Unten, nahe an der Spitze, ist eine Vertiefung angebracht, die mit Talg ausgefüllt wird; am oberen Ende ist das Eisen behufs Handhabung mit einem Knopf (Fig. 603), einem Bügel (Fig. 605) oder einem Drehhebel (Fig. 604) versehen. Bei größerer Tiefe setzt man das Sondireifen aus zwei oder drei Stücken zusammen, die mit einander verschraubt werden (Fig. 605).

¹⁸⁸⁾ Unter Sondirungen versteht man häufig nicht nur Bodenuntersuchungen mit dem Sondir- oder Visitireifen, sondern jede Art von Bodenuntersuchung.

Aus dem geringeren oder größeren Widerstand beim Eindringen des Sondireifens in den Boden, ferner aus dem Gefühle beim Hineinstoßen desselben, endlich aus den Boden-theilchen, die nach dem Herausziehen des Eisens daran hängen, kann man, bei einiger Erfahrung und Uebung, auf die Beschaffenheit der durchstossenen Bodenschichten schließen.

Stößt man das Eisen in den Boden und fährt es dabei tief hinein, so ist der Baugrund sehr weich; wenn es jedoch nur wenig eindringt, so ist er fest. Knirscht das Eisen beim Eindringen, so hat es sandigen Boden erreicht. Dreht man das Eisen und stößt man mit dem Kopfe desselben gegen das Erdreich, so giebt auch der hierbei erzeugte Ton einigen Aufschluss; ein heller Ton deutet auf feste Bodenschichten; ein dumpfer Ton läßt darauf schließen, daß das Eisen entweder schon auf weiche Schichten gestoßen oder doch die nächst tiefere Schicht weich ist.

Die Bodenuntersuchung mit dem Sondireifen wird in vielen Fällen als einziges Untersuchungsverfahren benutzt; sie kann aber auch mit großem Vortheil Verwendung finden, wenn man bereits durch Aufgraben eine feste Bodenschicht gefunden hat und sich von der Mächtigkeit derselben, bzw. von der Beschaffenheit der tiefer liegenden Schichten überzeugen will. Das Sondiren kann auch dann ausgeführt werden, wenn der zu untersuchende Baugrund unter Wasser steht. Man benutzt für diesen Fall wohl auch Sondirnadeln, die in verschiedenen Höhen mit sog. Taschen versehen sind, d. i. mit Oeffnungen, welche durch die ganze Dicke des Eisens hindurchgehen und die sich mit den Erdtheilchen der durchstossenen Schichten anfüllen.

3) Einschlagen von Probepfählen. Diese Methode ist nur eine etwas abgeänderte Anwendung des Sondireifens. Aus dem langsamen oder schnellen Eindringen des Pfahles bei einer gewissen Anzahl von Rammschlägen, bei einem bestimmten Gewicht und einer bestimmten Fallhöhe des Rammjärens, urtheilt man über die Festigkeit des Baugrundes. Man wendet dieses Verfahren namentlich dann an, wenn man glaubt annehmen zu dürfen, daß eine Pfahlgründung nothwendig werden wird; man erfährt alsdann, wie lang die anzuwendenden Pfähle sein müssen, welches Gewicht der Rammjäre, wie groß seine Fallhöhe etc. sein muß.

4) Erdbohrungen. Bodenuntersuchungen, welche durch Anlage von Bohrlöchern vorgenommen werden, gestatten die größte Tiefe. Sie kommen deshalb namentlich dann zur Anwendung, wenn es auf eine genaue Kenntniß der Beschaffenheit der einzelnen Schichten ankommt, und wenn die Untersuchung auf eine größere Tiefe ausgedehnt werden soll.

Die Bohrlöcher, die mittels der sog. Erdbohrer ausgeführt werden, erhalten 7 bis 15 cm Weite und übersteigen, wie schon angedeutet wurde, für die vorliegenden Zwecke selten 20 m Tiefe¹³⁹⁾.

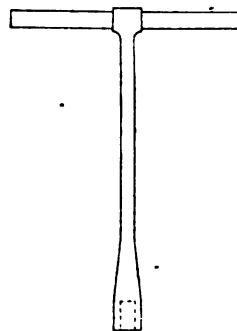
Mit Hilfe des Bohrers oder mittels anderer Hebevorrichtungen holt man aus dem Bohrloch das gelöste Bodenmaterial hervor und lernt hierdurch, so wie durch die erreichte Bohrlochtiefe die Bodenbeschaffenheit kennen.

Bei der Ausführung der Bohrarbeit ist entweder eine drehende oder eine stoßende,

Fig. 603.



Fig. 604.



Sondireifen.

Fig. 605.



333-
Einschlagen
von
Probepfählen.

334-
Erd-
bohrungen.

¹³⁹⁾ Für andere Zwecke, wie z. B. für artesische Brunnen, bergmännische Zwecke etc., werden viel weitere (50 cm und darüber) Bohrlöcher angewendet und sehr bedeutende Tiefen (1200 m und mehr) erreicht.

bezw. frei fallende Bewegung des Bohrers erforderlich. Die drehende Bewegung erfordert immer ein steifes und starkes Gestänge; für die stoßende und frei fallende Bewegung genügt ein schwächeres Gestänge, welches auch durch ein Seil ersetzt werden kann. Das Freifallbohren kommt nur bei größeren Bohrlochtiefen in Frage, wird deshalb im Nachstehenden nicht weiter berücksichtigt werden.

Die Erdbohrtechnik hat sich in so mannigfaltiger Gestalt entwickelt und eine so große Bedeutung im Bergbau und im Bauwesen erreicht, daß sie sich zu einem selbständigen Fache ausgebildet hat. Im vorliegenden »Handbuch« können nur einige Grundzüge derselben wiedergegeben werden; im Uebrigen muß auf die einschlägige Literatur¹⁴⁰⁾ verwiesen werden.

a) Drehbohren in weichem Boden. Für weichere und lockere Bodenarten werden meist Bohrer verwendet, welche eine cylindrische, schaufelförmige oder löffel-

335.
Drehbohren
in weichem
Boden

Fig. 606. Fig. 607. Fig. 608. Fig. 609. Fig. 610. Fig. 611. Fig. 612. Fig. 613.

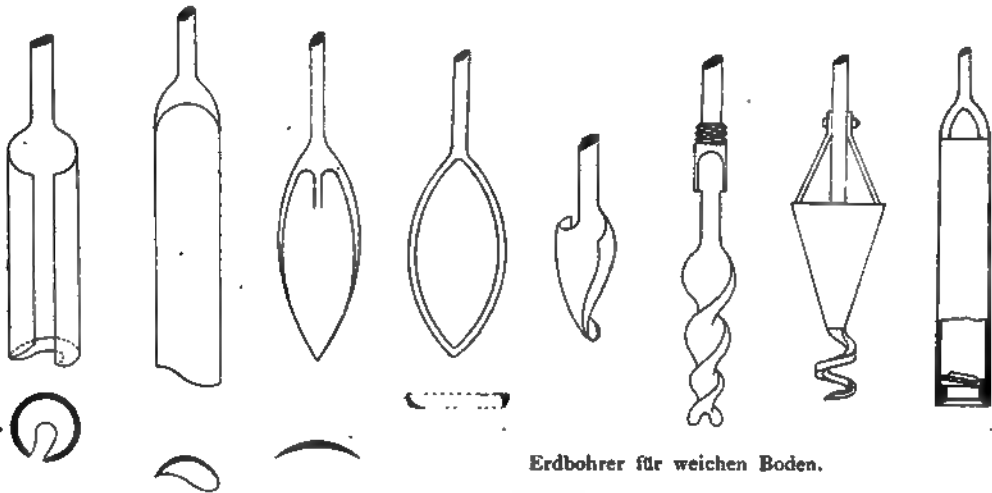


Fig. 614

artige Gestalt haben; seltener kommen becherförmige, pumpenartige und anders gestaltete Bohrer zur Benutzung. Ihr Durchmesser beträgt 10 bis 15 cm.

Der Schaufelbohrer (Fig. 606 u. 607) besteht aus einem hohlen, seitlich aufgeschlitzten Cylinder, der, je nach dem Zusammenhange der zu erbohrenden Bodenart, mehr oder weniger geschlossen ist und dessen Boden, bezw. dessen Unterkante schraubenartig gestaltet ist. Der Bohrlöffel (Fig. 608 u. 609) hat eine löffelförmige Gestalt und wird in festem Boden verwendet, aus welchem er beim Drehen dünne Schalen abschneidet. Ähnlich, jedoch vorteilhafter wirkt der Schneckenbohrer (Fig. 610), ist aber schwerer herzustellen. Der mit steileren oder flacheren Schraubenwindungen versehene Schlangenbohrer (Fig. 611) wird nach dem Eindrehen lothrecht empor gehoben, wobei er etwas Bodenmaterial mitnimmt. Ist in nassem Sande zu bohren, so verwendet man entweder den nach Fig. 613 gestalteten Sandlöffel oder aber Sandpumpen, welche eben so wie die gewöhnlichen Kolbenpumpen eingerichtet sind; seltener kommt der Sandbecher (Fig. 612), in welchen der erbohrte, nasse Sand von oben hineinfällt, und die Sandschraube (Fig. 614) zur Anwendung.

¹⁴⁰⁾ FROMMAN, C. W. Die Bohrmethode der Chinesen oder das Seilbohren. Coblenz 1835.

KIND, C. G. Anleitung zum Abteufen der Bohrlöcher. Luxemburg 1849.

ROST, G. H. A. Deutsche Bergbohrer-Schule. Thorn 1843.

BRUN, A. H. Erdbohrkunde. Prag 1858.

DEGOUSSE, M. ET CH. LAURENT. Guide du fondeur ou traité théorique et pratique des sondages. 2e éd. Paris 1861.

Das Gestänge besteht meist aus im Querschnitt quadratischen Stangen von geschmiedetem Eisen, die nur selten über 6 m Länge erhalten; die einzelnen Stangen werden durch Verschraubung oder mittels Schwalbenschwänze mit einander verbunden. Man hat aber auch hölzerne Gestänge und solche aus gezogenen Eisenrohren angewendet.

Das Drehen des Gestanges geschieht in der Regel durch einen hölzernen oder eisernen Drehhebel, der am obersten Stück des Gestanges mittels Schrauben oder Keile befestigt wird.

In lockerem Boden müssen die Bohrlochwandungen durch Ausfütterung gegen das Zusammenstürzen gesichert werden. In demselben Maße, als das Bohrloch vorwärts schreitet, treibt man sog. Futterrohre (durch Einrammen oder durch toten Druck) ein. Dies sind bisweilen hölzerne gebohrte Rohre oder hölzerne Kastenrohre; häufiger sind es gusseiserne, meistens aber aus Eisenblech zusammengenietete Rohre.

β) Drehbohren in steinigem Boden. Für steinigen Baugrund kommen Röhrenbohrer zur Anwendung, deren Krone entweder mit 8 bis 10 stählernen Meißelzähnen oder mit 8 bis 12 schwarzen Diamanten besetzt ist (Fig. 615).

Bohrer und Gestänge sind röhrenförmig; durch den Hohlraum wird Druckwasser bis auf die Sohle des Bohrloches eingeführt; dasselbe steigt zwischen Röhre und Bohrlochwand in die Höhe und fördert dabei das Bohrmehl empor.

Die erste Anwendung von Diamanten zum Gesteinsbohren scheint *Leitch* gemacht zu haben; in Amerika und durch den englischen Capitän *Beaumont* wurde diese Methode, welche auch englische Bohrmethode heißt, wesentlich vervollkommenet.

Das Gestänge wird am besten aus Stahlrohren von 5 bis 6 cm Durchmesser und ca. 2,5 m Länge gebildet; die Verbindung der einzelnen Stücke mit einander geschieht durch Muffen von gleichem oder von größerem Durchmesser.

Durch besondere maschinelle Einrichtungen wird das Gestänge in schnelle Drehung (100 bis 200 Umdrehungen in der Minute) versetzt und hierbei ein ringförmiges Bohrloch gebildet. Im Hohlraum des Bohrers bleibt ein Gesteinskern stehen; sobald dieser eine größere Länge erreicht hat, läßt man das Gestänge leer laufen, wobei der Kern vom letzteren, in Folge der Centrifugalkraft, abgebrochen wird. Alsdann kann man denselben hervorholen.



Diamantbohrer.

Ein großer Vorzug dieser Bohrmethode ist in der Gewinnung fortlaufender Gesteinskern zu suchen, aus denen man nicht nur ganz genau die Gebirgsart, sondern auch das Einfallen der Schichten erkennen kann. Diesem Vortheil stehen die hohen Kosten des Bohrbetriebes gegenüber.

γ) Stofsbohren. In felsigem und anderem steinigem Boden können Bohrlöcher auch in der Weise hergestellt werden, daß man meißelartig gestaltete Bohrer stofsweise auf das Gestein einwirken läßt; die losgelösten Steinsplitter, der sog. Bohrschmand, wird mittels besonderer Vorrichtungen (Bohrlöffel) hervorgeholt.

336.
Drehbohren
in steinigem
Boden.

337.
Stofsbohren.

GÄTZSCHMANN. Die Aufschätzung und Untersuchung von Lagerstätten nutzbarer Materialien. 2. Aufl. Leipzig 1866.

SERLO, A. Bergbaukunde. 2. Aufl. 1. Band. Berlin 1873. S. 30.

STOZ, W. Bohraparat für jedes Gebirge, jede Tiefe und Weite der Bohrversuche bei Gewinnung von fortlaufenden Gebirgskernen. Stuttgart 1876.

FAUCK, A. Anleitung zum Gebrauche des Erdbohrers. Leipzig 1877.

STRIPPELMANN, L. Die Tiefbohrtechnik im Dienste des Bergbaus und der Eisenbahntechnik. Halle 1877.

GEISENDORFER. Appareils de sondage. Paris 1881.

ROMAIN, A. Nouveau manuel du fondeur etc. Paris 1881.

FAUCK, A. Fortschritte in der Erdbohrtechnik. Leipzig 1885.

Fig. 616.



Fig. 617.

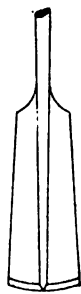
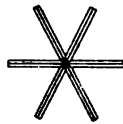
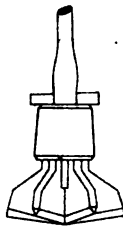


Fig. 618.



Stoßbohrer.

stattet; letzteres kann durch Menschenhand oder durch Maschinen geschehen.

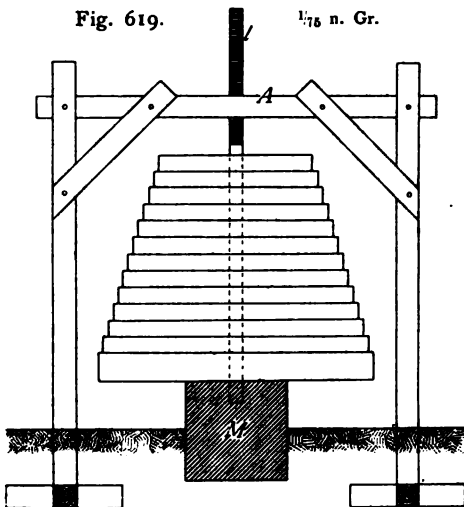
Bei der sog. dänischen Bohrmethode wird mit hohlem Gestänge unter Wasserzufluß von oben gebohrt, und zwar mit kleinen Meißelbohrern von 5 bis 7 cm Durchmesser.

δ) Seilbohren. Das Bohren mit steifem Gestänge hat den großen Nachtheil, daß bei jedesmaligem Hervorholen und Hinablassen des Bohrers das Gestänge in seine einzelnen Theile zerlegt, bezw. aus denselben zusammengefaßt werden muß; hierdurch ist ein großer Zeitverlust bedingt. In Folge dessen hat man mehrfach statt des steifen Gestänges ein Seil angewendet, welches auf einer wagrechten Welle auf- und abgewunden wird; doch ist auch die Seil- oder Jenensische Bohrmethode mit wesentlichen Uebelnständen behaftet, so daß sie keine allgemeine Verbreitung gefunden hat.

5) Probelastungen dienen zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer Bodenschicht. Nach Ausschachtung der Baugrube belastet man die Sohle in geeigneter Weise so lange, bis der Baugrund nachzugeben anfängt. Alsdann läßt man die Belastung so lange darauf ruhen, bis kein weiteres Einsinken stattfindet. Aus dem Maß des beobachteten Einsinkens, aus der Größe der Belastung und der Größe der Druckfläche läßt sich die Beanspruchung für die Flächeneinheit berechnen.

Fig. 619.

1/76 n. Gr.



Probelastung.

Am häufigsten wird der einfache Meißelbohrer (Fig. 616) angewendet; doch wird auch der Kolbenbohrer mit mehreren sich kreuzenden Schneiden (Fig. 617 u. 618) und der Kronenbohrer nicht selten benutzt, namentlich wenn einzelne festere und größere Steine zertrümmert werden sollen.

Das Gestänge ist ähnlich, wie das unter α beschriebene, eingerichtet; nur kann es hier etwas schwächer gehalten werden. Die Schläge werden in der Weise ausgeführt, daß man über Tag das Gestänge um ein bestimmtes Stück hebt und alsdann fallen läßt. Nach jedem Schläge wird der Bohrer etwas gedreht (gesetzt), damit er stets neue Stellen des Gesteines trifft.

Zu diesem Ende muß über Tag ein besonderes Bohrgestüt errichtet werden, welches das Hervorholen und Hinablassen des Gestänges, so wie das Ausführen der Schläge ge-

Die Belastung wird meist in der Weise durchgeführt, daß man Bohlen oder größere, regelmäßig bearbeitete Steine auf die Sohle der Baugrube legt und darauf schwere Gegenstände, wie Baumaterial, Eisenschienen, Bleibarren etc., aufbringt. *Lehmann* empfiehlt¹⁴¹⁾, um sicherere Ergebnisse zu erzielen, nachstehendes Verfahren. Man schachte auf der den Baugrund voraussichtlich bildenden Bodenschicht eine quadratische Grube von etwa 1 m Seitenlänge und 40 bis 50 cm Tiefe aus, ebne die Grube sorgfältig ein und stelle darin einen Mauerklötz *M* (Fig. 619) von Klinkern oder lagerhaften, möglichst großen Bruchsteinen in Cementmörtel her mit thunlichst ebenen Flächen und so hoch, daß derselbe etwa 40 bis 50 cm aus der mit fest zu stampfendem Boden wieder gefüllten Grube hervorragt. In der obersten Schicht mauere man eine im oberen Theile mit einer Scala versehene Latte *L* ein und errichte über dem Mauerkörper ein Gerüst nach Fig. 619, an dessen wagrechtem

¹⁴¹⁾ In: Deutsche Bauz. 1881, S. 403.

Querstück *A* man das Maß des Einsinkens beobachten kann. Ueber den Mauerkörper strecke man Bahnschienen oder starke Bauhölzer, auf welche die Belastung vorsichtig aufgebracht wird. Durch das Hinabgehen der Latten-Scala wird das Einsinken in den Boden deutlich ersichtlich.

Eine Probebelastung kann auch zu dem Zwecke vorgenommen werden, um zu ermitteln, ob ein bestimmter Baugrund eine gewisse Last mit Sicherheit zu tragen im Stande ist. Man bringt das Anderthalbfache bis Zweifache der künftigen Last auf, läßt die Probelaft möglichst lange ruhen, etwa einen Winter, und beobachtet während dieser Zeit genau die eintretenden Senkungen. Aus dem Maß der letzteren, aus ihrer allmählichen Abnahme etc. gewinnt man Anhaltspunkte zur Beurtheilung der Tragfähigkeit des fraglichen Baugrundes.

Indefs sind solche Untersuchungen niemals ganz zuverlässig, am allerwenigsten bei elastischem Boden. Nimmt man noch hinzu, daß ein derartiges Verfahren auch zeitraubend und kostspielig ist, so ist Grund genug vorhanden, diese Methode nur wenig in Anwendung zu bringen.

c) Verbesserung schlechten Baugrundes.

Ein schlechter Baugrund, der in Folge zu großer Preisbarkeit oder in Folge starken seitlichen Ausweichens nicht geeignet ist, dem Druck eines darauf zu errichtenden Gebäudes zu widerstehen, kann unter Umständen und innerhalb gewisser Grenzen verbessert ¹⁴²⁾, d. h. wenig nachgiebig gemacht werden.

Will man die zu große Preisbarkeit einer Bodenart herabmindern, so wird in der Regel eine künstliche Dichtung derselben vorgenommen; nur selten kommen andere Mittel zur Anwendung. Die wichtigsten hierher gehörigen Methoden sind die folgenden.

1) Man bringt eine größere todte Last auf die Baugrubensohle. Die letztere wird zunächst mit einer Bohlenlage bedeckt, und auf diese werden große Steine, alte Eisenbahnschienen oder andere schwere Gegenstände in thunlichst gleichmäßiger Weise ausgebreitet. Wenn auch auf diese Weise ein geringes Zusammenpressen des Baugrundes erzielt werden kann, so ist der Erfolg im Allgemeinen doch ein wenig nennenswerther. (Vergl. auch das im vorhergehenden Artikel über Probebelastungen Gefagte.)

339.
Todte Last.

2) Etwas besser wirkt bei gewissen Bodenarten das Abrammen der Sohle der Baugrube. Dazu dient die gewöhnliche Handramme, die je nach dem Gewichte von 2 bis 4 Mann gehandhabt wird. Wirkfamer, wenn auch theurer, würde ein Abwalzen der Baugrubensohle sein, welches mit Hilfe von schweren Steinwalzen oder von mit Sand, event. mit Wasser gefüllten Eisenwalzen (ähnlich wie im Straßenbau) vorgenommen werden könnte. Allein auch der Erfolg des Rammens, bezw. Walzens ist ein verhältnißmäßig geringer, da die Dichtung des Bodens nur auf eine sehr geringe Tiefe hervorgebracht wird; in der Tiefe des Grundwasserspiegels ist die Wirkung ganz abgeschwächt. Durchweichter Lehm- und Thonboden, lockerer Sandboden etc. können auf diese Weise niemals gedichtet werden.

340.
Rammen.

3) Lose aufgeschüttete Schichten von groberem Sand oder feinerem Kies können dadurch widerstandsfähiger gemacht werden, daß man denselben in vorsichtiger und

341.
Begießen
mit
Wasser.

¹⁴²⁾ Unter »Verbesserung schlechten Baugrundes« sollen im Vorliegenden nicht etwa dieselben Einrichtungen und Verrichtungen verstanden werden, die man in einigen Theilen Deutschlands und in manchen Büchern und Zeitschriften unter dem Namen »künstliche Befestigung des Baugrundes« zusammenfaßt. Unter der letzteren, wenig zweckmäßigen Bezeichnung werden nicht nur die Mittel verstanden, die dazu dienen, stark nachgiebigen Baugrund weniger nachgiebig zu machen, sondern auch Fundament-Constructions, wie Schwellroste, Pfahlroste etc. Letztere sollten indes niemals als Mittel zur Befestigung des Baugrundes angesehen werden; vielmehr sind dies entweder die Fundamente selbst oder doch der wesentlichste Theil derselben. Vergl. die Begriffsbestimmung des »Fundamentes« in Art. 320 (S. 232).

ausgiebiger Weise Wasser zuführt. Hierdurch werden die einzelnen Körner näher an einander gehoben und die Zwischräume kleiner.

342.
Einrammen
von
Schutt etc.

4) Bei den meisten weichen Bodenarten, selbst bei durchweichtem Lehm- und Thonboden und bei Triebfand, läßt sich ein nennenswerthes Ergebnis erzielen, wenn man in den Baugrund mehrere Lagen von Bauschutt oder Steinschlag einrammt. Es geschieht dies mit Hilfe schwerer Handrammen oder besser mit einfachen Zugrammen, deren Gerüst auf dem Terrain, zu beiden Seiten der Baugrube, aufgestellt wird und deren Rammklotz ein Gewicht von 100 bis 150 kg hat.

Es wird zunächst eine 25 bis 30 cm dicke Schicht von Bauschutt, Steinschlag, Wacken etc. auf der Sohle der Baugrube ausgebreitet und diese so lange gerammt, bis zwischen den Steinbrocken das lockere Bodenmaterial hervorquillt. Hierauf wird eine zweite, erforderlichen Falles noch eine dritte, eben so dicke Schicht aufgebracht und gleichfalls fest gerammt. Man hat für eine auf diese Weise gebildete Schicht wohl auch die wenig glückliche Bezeichnung »Ramm-Beton« gewählt.

Bei Gründungen am und im Wasser darf dieses Verfahren niemals angewendet werden, selbst dann nicht, wenn das Fundament von einer Spundwand umschlossen wird.

343.
Einrammen
von
Steinen.

5) Das eben beschriebene Verfahren führt zu einem noch günstigeren Ergebnis (namentlich bei durchweichtem Lehm- und Thonboden), wenn man statt kleinerer Steinbrocken größere (mindestens faustgroße) Steine in den Boden einrammt. Am besten ist es, die Steine hochkantig auf die Sohle der Baugrube zu stellen und dieses Rollschicht-Pflaster mit Hilfe einer Zugramme fest zu stampfen.

344.
Einrammen
von
Pfählen.

6) Die Dichtung des Baugrundes kann in noch höherem Maße erzielt werden, wenn man Pfähle von etwa 1 bis 2 m Länge in denselben einschlägt. Je näher die einzelnen Pfähle an einander gestellt werden, desto ausgiebiger wird die Dichtung des Bodenmaterials; man kann dieselbe so lange steigern, als nicht durch das Einrammen eines neuen Pfahles andere herausgetrieben werden. Es ist hierbei darauf zu achten, daß die Pfähle stets unter dem Grundwasserspiegel bleiben.

Dieses Verfahren ist zwar in seinem Erfolge günstig, verursacht jedoch große Kosten.

345.
Sandpfähle.

7) Die Kosten des eben beschriebenen Verfahrens lassen sich etwas herabmindern, wenn man den Pfahl, nachdem man ihn eingerammt hat, wieder herauszieht und den zurückgebliebenen Hohlraum mit reinem Sande ausfüllt. Obwohl durch derlei Füll- oder Sandpfähle gleichfalls eine nicht unbedeutende Dichtung des Baugrundes erlangt werden kann, so sind doch die Kosten dem unter 6 angeführten Verfahren gegenüber nicht wesentlich geringer, weil das Ausziehen der eingerammten Pfähle einen großen Kraftaufwand erfordert.

Füll- oder Sandpfähle lassen sich auch als mit Sand gefüllte Bohrlöcher auffassen; sie unterscheiden sich jedoch von den gewöhnlichen Bohrlöchern dadurch, daß der Inhalt eines Loches nicht herausgefördert, sondern seitlich verdrängt und an dessen Stelle reiner Sand eingebracht wird. Man hat wohl auch statt der Holzpfähle eiserne Röhrenpfähle angewendet, wenn der Boden so locker ist, daß beim Herausziehen des Holzpfahles das Loch sich wieder schließt. Derlei Pfähle werden aus Blechrohren gebildet, die am unteren Ende einige Schraubengänge tragen. Mit Hilfe der letzteren wird der Pfahl in den losen Boden eingedreht. Nunmehr führt man in den Hohlraum des Pfahles Wasser ein, das durch eine unten angebrachte Klappe ausfließt. Beim Zurückdrehen des Pfahles füllt das Wasser das Bohrloch aus und verhütet den Rücktritt des verdrängten Bodens.

346.
Verfeinerung.

8) Um Triebfand tragfähig zu machen, ist auch schon der Gedanke angeregt worden, durch Zuführung geeigneter Flüssigkeiten den Sandboden auf chemischem Wege in eine steinartige Masse zu verwandeln.

Man könnte in den Triebfand durchlöchernde Eisenrohre einsenken und die betreffende Flüssigkeit

einpressen; man könnte in solcher Weise unbrauchbaren Baugrund mittels Einspritzen einer erhärtenden Flüssigkeit in Stein verwandeln ¹⁴³⁾.

9) Nasse Lehm- und Thonschichten lassen sich am besten durch eine vollständige und dauernde Entwässerung tragfähig machen. Meistens wird eine solche Entwässerung mittels der sog. Drainage vorgenommen.

347.
Entwässerung.

Letztere geschieht mit Hilfe von Sickergräben oder mittels der bekannten, zur Wiesen-Drainage verwendeten Drainrohre oder durch beide Mittel zugleich.

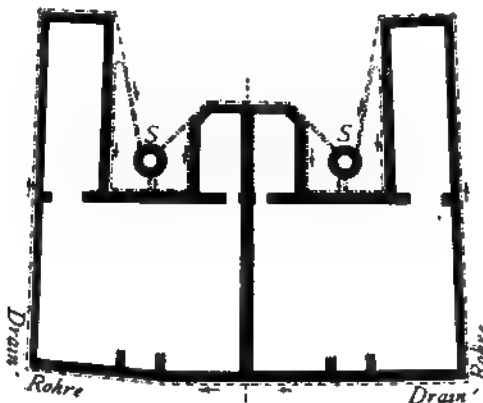
248.
Drainierung

Die Sickergräben (auch Drains genannt) sind oben geschlossene Gräben, welche das Wasser aus dem Boden aufzusaugen und abzuführen haben. Man füllt diese Gräben entweder mit rundlichen Steinen (von 5 bis 6 cm Durchmesser) aus, wodurch die sog. Steinfiler entstehen; oder man verwendet die bekannten Drainrohre (Thonrohre von etwa 25 cm Länge, die ohne weitere Verbindung stumpf an einander gelegt werden), wie sie zur Wiesenentwässerung benutzt werden. Die Steinfiler erhalten ein Sohlengefälle von mindestens 1 : 150; besser ist es bis 1 : 100 zu gehen; die Sohlenbreite, welche von der Menge des abzuführenden Wassers abhängt, beträgt 25 bis 80 cm. Die Drainrohre müssen ein um so stärkeres Gefälle erhalten, je enger sie sind; dasselbe ist mit 1 : 200 bis 1 : 50 zu wählen. Die Weite der Drainrohre, die sich gleichfalls nach der abzuführenden Wassermenge richtet, beträgt 2,5 bis 10 cm; doch genügt meist eine Weite von 5 cm. Drainrohre sind dort besonders zweckmäßig, wo der Boden durchlässig ist; bei weniger durchlässigem Boden saugt ein Steinfiler mehr Wasser auf. Wenn die wasserführende Schicht eine größere Mächtigkeit hat, so kann man auch Steinfiler und Drainrohre gleichzeitig in Anwendung bringen; das Steinfiler führt alsdann den Drainrohren das Wasser zu.

Ist der Boden nur wenig nass, so genügen einzelne Sickergräben, die in angemessener Entfernung von einander angeordnet und hauptsächlich längs der Außen- (Fundament-) Mauern des betreffenden Ge-

Fig. 620.

Fig. 621.



Grundplan. — 1/1000 n. Gr.

Entwässerung des Baugrundes beim Bau zweier Häuser zu Passy ¹⁴⁴⁾.

Arch. Lethorel.

1/1000
n. Gr.

Thon.

Kreide-
haltiger
Mörtel.

Weisse
Kreide.

bäudes angelegt werden. Ist ein größeres Grundstück, dessen Boden stark durchnässt ist, zu entwässern, so ordnet man einen Hauptdrain an, von dem Seitendrains ausgehen; von den letzteren können unter Umständen wiederum Saugdrains abzweigen. Der Hauptdrain folgt entweder der Richtung der stärksten Durchnässung oder der Richtung des stärksten Gefälles.

Das durch die Drainrohre gesammelte und nach einem passend gewählten, tief gelegenen Punkte geleitete Wasser wird,

¹⁴³⁾ Siehe hierüber: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 344.

¹⁴⁴⁾ Nach: *Semaine des conf.*, Jahrg. 9, S. 90, 91

Schnitt durch einen
Entwässerungsschacht.

wenn ein geeigneter natürlicher Sammler vorhanden ist, nach diesem geführt; sonst muß man Brunnen anlegen, welche das gesammelte Wasser aufnehmen ¹⁴⁵⁾.

349-
Beispiel.

Zur Erläuterung des Gefagten sei ¹⁴⁴⁾ hier die von *Lethorel* bei der Gründung von zwei Häusern in Passy angewendete, durch Fig. 620 u. 621 veranschaulichte Entwässerungs-Anlage vorgeführt.

Der tragfähige Baugrund besteht in diesem Falle aus einer undurchlässigen Thonschicht; sobald dieselbe vom Wasser erweicht wird, wird sie vollständig nachgiebig. Es mußte deshalb das einsickernde Meteorwasser und das Wasser der Umgebung von der Thonschicht fern gehalten werden.

Zu diesem Ende ist für jedes der beiden auf Senkbrunnen fundirten Häuser je ein Entwässerungsschacht *S* angelegt worden, der in seinem oberen Theile wasserdicht gemauert ist; von der gleichfalls wasserdichten Sohle dieses gemauerten Vorschachtes sind eiserne Rohre von 20, 16 und 12 cm abgelenkt, und zwar bis in die Kreideschicht; die untersten Rohrstücke sind durchlöchert, und das Wasser versickert im Boden. Das oberste Rohrstück ragt über der Vorschachtsohle hervor, so daß rings um dasselbe eine Art Schlammfang entsteht. Sämmtliche Außenmauern der beiden Häuser sind, so weit sie vom Erdreich begrenzt sind, durch einen wasserdichten Mörtelputz geschützt. An letzteren anschließend wurde ringsum ein 40 cm weiter Entwässerungsgraben angelegt, dessen Sohle von einer Hammer Schlag-Beton-Schicht gebildet wird; auf letztere kommen die das ganze Gebäude umziehenden Drainrohre zu liegen; schließlich ist der Graben mit trockenem Hammer Schlag zugestülpt. Die Drainrohre sind im Gefälle von 1 : 50 verlegt und nach den beiden Entwässerungsbrunnen geführt.

Das von der Straßen- und Hofoberfläche einsickernde, eben so das von den Hausgärten zufließende Wasser wird durch die beschriebene Anlage abgefangen, bevor es an die Kellermauern gelangt. Um auch ein Eindringen des Wassers durch die Kellerfohle zu verhüten, ist auf derselben zunächst ein 25 cm dickes Sandbett ausgebreitet und über diesem eine 40 cm dicke Beton-Schicht ausgeführt.

350-
Städtische
Canalisation.

Eine Drainirung des Baugrundes ist auch in größeren Städten das vortheilhafteste Mittel, wenn man einen zu hohen Grundwasserspiegel senken, bzw. einen wechselnden Grundwasserstand fixiren will. Am vollkommensten erreicht man den beabsichtigten Zweck, wenn man diese Drainirung an die Canalisation der betreffenden Stadt anschließt, bzw. mit Hilfe derselben vornimmt.

In den meisten Fällen genügt die Anlage eines fachgemäßen unterirdischen Canalnetzes mit entsprechenden Hausanschlüssen allein, um das Fundament-Mauerwerk der Häuser und die Kellerräume derselben trocken zu erhalten und dem die Verwesung organischer Stoffe begünstigenden Schwanken des gesenkten Grundwasserstandes ein Ende zu machen. Wenn man die Baugruben, in denen die Canäle ausgeführt werden, in einer gewissen Höhe mit Kies oder grobem Sande verfüllt, so entsteht längs der Canalwände ein zusammenhängendes Netz von durchlässigen Sickeranlagen, welche Wasser aufnehmen, dasselbe, indem sie dem Gefälle der Canäle folgen, abführen und es schließlich an die Canäle selbst oder an andere Sammler abgeben. Näheres über diesen Gegenstand ist in Theil III, Band 5 dieses »Handbuches« (Abth. IV, Abchn. 5, B, Kap. 7, a, Art. 136 u. 149) zu finden.

351-
Quellen.

Ist eine Quelle vorhanden, welche die Durchnässung des Bodens bewirkt, so ist es am besten, dieselbe oberhalb des zu errichtenden Gebäudes zu fassen und abzuleiten. Ist dies nicht möglich, so muß die Quelle auf der Baustelle selbst in einer fog. Quellentube gefaßt werden, aus der das Wasser mittels eines Canals abgeleitet wird.

352-
Ersatz
durch besseren
Boden.

10) Bei Torf- und Moorboden läßt sich bisweilen durch Beseitigung des lockeren Bodenmaterials und Ersatz durch besseres Material, wie Kies, Sand etc. ein tragfähiger Baugrund schaffen. Indes ist dieses Mittel weniger unter die »Verbesserung schlechten Baugrundes« einzureihen, bildet vielmehr den Uebergang zu den Fundament-Constructions.

353-
Mittel
gegen
Ausweichen.

Wenn ein Baugrund unter dem auf ihn ausgeübten Druck stark seitlich ausweicht, so läßt sich dies durch Umschließung mit Spund- und Pfahlwänden oder durch Belastung des Bodens um das Fundament herum verhüten. Bei breiigem Boden kann man indes bei Anwendung solcher Mittel keineswegs auf einen sicheren Erfolg zählen.

¹⁴⁵⁾ Vergl. auch: Die in Amerika gebräuchliche Praxis der Drainirung von Wohnhäusern. Wiener Bauind.-Ztg. 1885, S. 456.

2. Kapitel.

Constructions-Bedingungen.

Ein richtig construirtes Fundament hat folgende Bedingungen zu erfüllen:

354.
Bedingungen.

1) Die Lage, Form und GröÙe der Fundament-Basis muÙ den herrschenden DruckverhältniÙen entsprechen.

2) Das Fundament muÙ gegen Einsinken, d. i. gegen Bewegung im lothrechten Sinne gesichert sein.

3) Das Fundament muÙ gegen seitliches Verschieben oder Abgleiten, d. i. gegen Bewegung im wagrechten Sinne gesichert sein.

4) Das Fundament muÙ so angeordnet und ausgeführt sein, daÙ dessen Bestand durch äußere Einflüsse nicht gefährdet werden kann; insbesondere darf das Fundament nicht vom Wasser in schädlicher Weise beeinflusst werden.

Zu diesen allgemeinen Bedingungen, denen jedes Fundament zu entsprechen hat, kommen in einzelnen Fällen noch besondere, aus dem Zwecke des betreffenden Bauwerkes entspringende Anforderungen hinzu.

So z. B. wird in Gebäuden, worin feine physikalische, astronomische etc. Beobachtungen vorgenommen werden sollen, die Herstellung vollständig standfester und erschütterungsfreier Arbeitsplätze ein wesentliches Erfordernis sein; liegen solche Gebäude in verkehrsreichen Stadttheilen, so handelt es sich hierbei um die Erreichung eines ganz besonderen Widerstandes gegen die durch den Straßenverkehr hervorgerufenen Erschütterungen ¹⁴⁶⁾.

a) Lage, Form und GröÙe der Fundament-Basis.

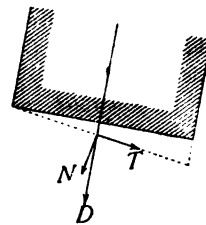
Für die Fundament-Basis sind die folgenden Constructions-Regeln maßgebend.

1) Die Fundament-Basis soll winkelrecht auf der Richtung des daselbst herrschenden Druckes liegen, um ein Verschieben längs des Untergrundes zu verhüten. Sobald die Basis eine andere Lage hat, so zerlegt sich die Resultante D (Fig. 622) aus sämtlichen auf die Basis wirkenden Kräften in eine dazu winkelrechte Componente N (Normaldruck), welche der Baugrund aufzunehmen hat, und in eine Componente T in der Richtung der Basis, welche das Verschieben des Fundamentes herbeiführt.

355.
Lage.

Man kann allerdings innerhalb gewisser Grenzen von dieser theoretischen Lage abweichen, um anderweitigen Verhältnissen und Anforderungen Genüge zu leisten. Theoretisch darf diese Abweichung bis zum Reibungswinkel gehen, der im Mittel mit etwa 25 Grad angenommen werden kann; allein in der Praxis wird man diese Grenze nicht erreichen dürfen, weil durch Erschütterungen, durch Wasser und durch andere Einflüsse die Reibung wesentlich herabgemindert werden kann. Ein Winkel von 15, höchstens von 18 Grad ist als äußerste praktische Grenze

Fig. 622.



¹⁴⁶⁾ Bei der Gründung des physikalischen, des physiologischen, des pharmakologischen und des zweiten chemischen Institutes an der Dorotheen-Straße in Berlin wurden, auf Grund sorgfältiger Untersuchungen, folgende Constructions-Bedingungen aufgestellt: α) die Fundamente recht tief und mäÙig herzustellen und dadurch den Schwerpunkt der Mauern möglichst weit nach unten zu verlegen; β) so weit als thunlich die Fundirung unmittelbar zusammenhängend zu bewirken; γ) da, wo Senkfundirung erforderlich, die Röhren näher als sonst üblich zu stellen und die Pfeilerquerschnitte über das gewöhnliche Maß zu vergrößern; δ) bei Pfahlrost-Gründungen die Pfähle ohne besondere Rücksicht auf die einzelnen Mauern gleichmäßig und dichter als sonst über die ganze zu bebauende Fläche zu vertheilen und in gehöriger Tiefe mit einer durchgehenden Verholzung und starkem Bohlenbelag zu versehen; ε) den ganzen Gebäude-Complex mit einem 1 m breiten Isolirgraben von der Tiefe der benachbarten Umfassungsmauern zu umziehen; ζ) die Tische für die Präcisions-Arbeiten besonders zu fundiren und von dem zur Construction der Gebäude gehörigen Mauerwerk etc. zu isoliren. (Näheres hierüber: KLEINWÄCHTER. Die Fundirung der Universitäts-Institute in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.)

anzunehmen, wenn man dem Abgleiten nicht durch andere, später noch zu besprechende Mittel entgegenwirkt.

Da die Fundamente der meisten Hochbauten im Wesentlichen nur lothrechte Kräfte auf den Baugrund zu übertragen haben, so ist deren Fundament-Basis meist wagrecht angeordnet. Wenn es sich jedoch um die Fundirung von Constructionstheilen handelt, welche auch wagrechten Kräften (Schüben) zu widerstehen haben, wie z. B. bei Widerlagern größerer Gewölbe, bei Stützmauern etc., so ist die Basis winkelmäßig zur Richtung der Resultante sämtlicher wirkenden Kräfte zu legen.

356.
Form.

2) Die Fundament-Basis soll so gestaltet sein, daß der daselbst herrschende Druck durch ihren Schwerpunkt geht. Denn nur in diesem Falle wird sich der Druck gleichmäßig über die ganze Basis vertheilen; gleichartiger, pressbarer Baugrund wird alsdann durchwegs um gleich viel zusammengepreßt, und das Setzen des Bauwerkes ist ein gleichförmiges.

Es sei (Fig. 623) $AB = b$ die Breite einer Fundament-Basis, welche den Druck D aufzunehmen hat, der im Abstände $OC = \xi$ vom Schwerpunkte O die Basis trifft. Einen gleichartigen pressbaren Baugrund vorausgesetzt, wird ein Zusammenpressen des letzteren und ein Einfallen des Fundamentes derart eintreten, daß die Basis AB desselben in die Lage $A'B'$ übergeht. In einem beliebigen Punkte M , der um $OM = s$ vom Schwerpunkte O absteht, ist der auf den Baugrund ausgeübte Druck ¹⁴⁷⁾

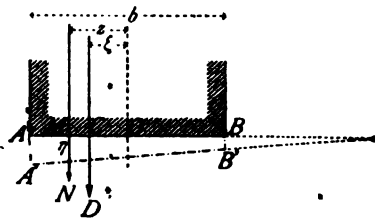
$$N = \frac{D}{F} \left(1 + \frac{F \xi s}{J} \right),$$

sobald F den Flächeninhalt und J das Trägheitsmoment der Fundament-Basis bezeichnen.

Setzt man eine rechteckige Form der letzteren voraus, so wird der Schwerpunkt O in die Mitte zwischen A und B fallen; nimmt man ferner die Abmessung winkelmäßig zur Bildfläche gleich der Einheit

an, so wird $F = b$ und $J = \frac{b^3}{12}$, sonach ¹⁴⁸⁾

Fig. 623.



$$N = \frac{D}{b} \left(1 + \frac{12 \xi s}{b^2} \right) = \frac{D (b^2 + 12 \xi s)}{b^3} \quad 186.$$

Der größte Druck N_{max} findet im Punkte A , bzw. A' statt, für welchen s seinen Maximalwerth $\left(= \frac{b}{2} \right)$ hat; es wird

$$N_{max} = \frac{D}{b} \left(1 + \frac{6 \xi}{b} \right) = \frac{D (b + 6 \xi)}{b^2} \quad 187.$$

Der kleinste Druck N_{min} ergibt sich für den Punkt B , bzw. B' , für den s seinen kleinsten Werth $\left(= -\frac{b}{2} \right)$ hat; es wird ¹⁴⁹⁾

$$N_{min} = \frac{D}{b} \left(1 - \frac{6 \xi}{b} \right) = \frac{D (b - 6 \xi)}{b^2} \quad 188.$$

Die Druckvertheilung in der Fundament-Basis läßt sich durch die sog. Druckfigur graphisch darstellen, über deren Construction in Theil I, Bd. 1 (Art. 320 u. 321, S. 274 u. 275) das Erforderliche zu finden ist.

Die Größe, um welche sich in einem beliebigen Punkte M der Baugrund zusammenpreßt oder, was das Gleiche ist, um welche das Fundament einsinkt, sei η ; dieselbe wird dem daselbst herrschenden Drucke N nahezu proportional sein, also

$$\eta = \mu N.$$

Da im Punkte A der Druck am größten, im Punkte B am kleinsten ist, wird auch η von A nach B hin stetig abnehmen. Es tritt sonach ein Schiefstellen oder ein Drehen der Fundament-Basis ein. Es sind nun folgende 3 Fälle zu betrachten:

a) Es gehe die Richtung des vom Bauwerk ausgeübten Druckes D durch den Schwerpunkt O der Fundament-Basis. Alsdann ist $\xi = 0$, und der Druck nach Gleichung 186.

$$N_0 = \frac{D}{b}; \quad 189.$$

¹⁴⁷⁾ Nach Gleichung 50. (S. 273) in Theil I, Bd. 1 dieses Handbuchs.

¹⁴⁸⁾ Siehe Gleichung 364. (S. 448) ebendaf.

¹⁴⁹⁾ Siehe auch die Gleichungen auf S. 448 ebendaf.

derfelbe ift fonach unabhängig von z , fomit für alle Punkte der Basis der gleiche. In Folge deffen ift auch die Größe η unveränderlich, d. h. der Baugrund wird durchwegs um gleich viel zufammengedrückt; das Fundament finkt in allen Punkten um gleich viel ein, und es findet kein Drehen, kein Schiefstellen deffelben ftatt.

β) Es fei (Fig. 624) $\xi = \frac{b}{6}$, alsdann wird nach Gleichung 188.

$$N_{min} = 0,$$

d. h. es findet im Punkte B kein Zufammenpreffen, keine Einfenkung, fondern blofs eine Drehung der Basis um diefen Punkt ftatt. Die Normalpreffung an einer beliebigen Stelle derfelben beträgt

$$N = \frac{D}{b} \left(1 + \frac{2z}{b} \right) = \frac{D(b + 2z)}{b^2}, \quad \dots \dots 190.$$

und die größte Preffung im Punkte A , für welchen $z = \frac{b}{2}$,

$$N_{max} = \frac{2D}{b}.$$

γ) Wird (Fig. 625) $\xi > \frac{b}{6}$, fo wird im Ausdruck 188. für N_{min} die Differenz $b - 6\xi$ negativ, alfo auch der Druck N_{min} negativ. Da nun, je nachdem der beliebige Punkt M der Basis links oder rechts vom Schwerpunkte O gelegen ift, der Druck (nach Gleichung 186.)

$$N = \frac{D(b^2 \pm 12\xi z)}{b^3} \quad \dots \dots 191.$$

ift, wird auch diefer Druck fich negativ ergeben, fo lange

$$12\xi z > b^2 \text{ oder } z > \frac{b^2}{12\xi},$$

d. h. es findet (hier rechts vom Schwerpunkte) gegen B zu ein Abheben des Fundamentes ftatt, oder, mit anderen Worten, es tritt ein Drehen der Fundament-Basis um einen zwifchen O und B gelegenen Punkt ein; der Abftand diefes Punktes von O ergibt fich aus der Relation

$$-z = \frac{b^2}{12\xi};$$

deñ für diefen Werth von z wird $N = 0$.

Da nun ein Abheben des Fundamentes vom Baugrund niemals eintreten darf, fo ift es demnach auch nicht ftatthaft, ξ größer als $\pm \frac{b}{6}$ werden zu laffen; es darf demnach der Druck D niemals außerhalb des mittleren Basis-Drittels wirken.

Nur bei nicht preßbarem (felsigem) Baugrund ift es unfchädlich, wenn die Druckrichtung nicht durch den Schwerpunkt der Fundament-Basis geht; allein auch in diefem Falle dürfen gewiffe Grenzen nicht überfchritten werden, die bei rechteckiger Basis-Geftalt, wie eben gezeigt, durch das mittlere Basis-Drittel, bei beliebiger Form der Fundament-Basis durch die Bedingung gegeben find, dafs an keiner Stelle derfelben Zugfpannungen auftreten follten. Man hat diefen Grenzen um fo ferner zu bleiben, je weniger widerftandsfähig der Baugrund ift.

3) Die Fundament-Basis foll fo groß fein, dafs die in irgend einem Punkte derfelben vorkommende größte Normalpreffung die zuläffige Druckbeanspruchung des Baugrundes nicht überfchreitet. Ueber das Maß der letzteren und die fonftigen hierbei maßgebenden Factoren wird noch die Rede fein.

b) Sicherheit gegen Einfinken.

Das Einfinken oder »Setzen« des Fundamentes kann entweder in einer lothrecht niedergehenden Bewegung oder in einer Drehung deffelben beftehen. Die letztere ift meift eine Bewegung nach abwärts; indefs kann ausnahmsweife auch ein theilweifes Abheben des Fundamentes von der Baufohle ftatfinden.

Fig. 624.

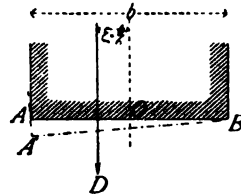
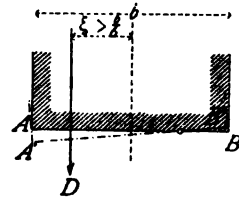


Fig. 625.



Das Einsinken des Fundamentes kann eintreten:

- 1) in Folge der Zusammenpressung des Baugrundes ¹⁵⁰⁾,
- 2) in Folge seitlichen Ausweichens des Baugrundes ¹⁵¹⁾,
- 3) in Folge des Einflusses des Wassers und
- 4) in Folge anderweitiger äusseren Einflüsse.

Von den Mifsständen, die durch Wasser und andere äussere Einflüsse hervorgerufen werden, wird noch später (unter d) die Rede sein; hier wird hauptsächlich nur jenes Einsinken in Betracht gezogen, welches in Folge der Zusammenpressung oder des seitlichen Ausweichens des Baugrundes eintritt.

358.
Zusammen-
pressen
des
Baugrundes.

Ein merkliches Zusammenpressen des Baugrundes wird nur dann ausbleiben, wenn derselbe aus vollständig widerstandsfähigem Felsen besteht. Bei jeder pressbaren Bodenart wird eine Compression des Baugrundes eintreten, und zwar wird die Grösse derselben vom Mafse seiner Pressbarkeit und von der Grösse des vom Bauwerk ausgeübten Druckes abhängen. Je weicher die Bodenart ist, worauf fundirt werden soll, und je grösser der vom Bauwerk ausgeübte Druck ist, desto mehr wird der Boden zusammengepresst und desto mehr sinkt das Fundament ein.

Aus dem Gefagten geht hervor, dafs in verhältnissmäfsig nur wenigen Fällen ein durch Zusammenpressen des Baugrundes hervorgerufenes Einsinken des Fundamentes vollständig vermieden werden kann. In der That ist dasselbe meist auch unschädlich, wenn es gewisse Grenzen nicht überschreitet, wenn es gleichmäfsig vor sich geht und wenn die herrschende Druckrichtung von der lothrechten gar nicht oder nur wenig abweicht. In einem solchen Falle ist blofs die Vorsicht zu gebrauchen, dafs man das Bauwerk langsam ausführt und das Einsinken desselben abwartet, erforderlichen Falles das Mauerwerk um das Mafse des Einsinkens höher macht.

Ungleichmäfsiges Einsinken des Fundamentes bringt in letzterem Trennungen hervor, da das Mauerwerk nur selten oder nur in geringem Mafse biegenden Kräften

¹⁵⁰⁾ Ueber das Verhalten verschiedener Bodenarten gegen das Eindringen eines festen Körpers stellte *Hagen* Versuche an, indem er Blechcylinder mit ebenen Rändern mit verschiedener Belastung auf die Erde stellte und sowohl die Tiefe des Eindringens, als auch die Art und Weise desselben genau beobachtete, bezw. wie die Umgebung der Eindringstellen sich dabei verhielt.

Hagen erhielt bei diesen Versuchen das bemerkenswerthe Resultat, dafs bei den Sandschüttungen, und zwar sowohl bei den festeren als den loseren, und eben so wohl bei trockenen wie bei feuchten, die Tragfähigkeit nahe dem Quadrate der Einsenkung proportional wird. Bei allen Versuchen im Thonboden dagegen, sei er mit mehr oder weniger Wasser vermengt, ergab sich die Tragfähigkeit oder die Belastung als der ersten Potenz, d. h. als der einfachen Einsenkung proportional. Es zeigte sich ferner der bemerkenswerthe Unterschied, dafs bei den Sandschüttungen die Belastung sofort bis zu der entsprechenden Tiefe einsank und sich nachher nicht mehr rührte, während bei Thonboden die Lasten nach und nach tiefer sanken, bis sie nach etwa 20 bis 30 Minuten ebenfalls keine weitere Bewegung mehr erkennen liefsen.

Trockener, aber fest gestampfter Sand ergab nahezu die doppelte Tragfähigkeit, als lose aufgeschütteter.

Ganz bedeutend vermehrt sich die Tragfähigkeit des Sandes, wenn er in eingeschlossenem Raume in dünnen Lagen und in feuchtem Zustande eingestampft wird, wobei durchfließendes Wasser nur sehr langsam eindringt und nur tropfenweise abfließt. Sie ist alsdann 12- bis 18-mal so groß, als bei trockenem losem Sande.

¹⁵¹⁾ Ueber die Art und Weise, wie der Boden beim Eindringen einer Last ausweicht, hat *Hagen* bei seinen Versuchen Folgendes bemerkt.

In den lose aufgeschütteten, trockenen Sand dringt die Last ein, ohne dafs irgend eine Erhebung der Oberfläche des Grundes in der Umgebung bemerkbar wird; es bildet sich vielmehr eine kegelförmige Vertiefung um die Eintrittsstelle, woraus hervorgeht, dafs der Sand nur zusammengedrückt und dichter wird, indem die herabgedrückten Sandtheilchen in die Zwischenräume der unteren lockeren Sandfichten eindringen.

Bei dem fest gestampften, feuchten (wenig benetzten) Sande zeigte sich um die Eindringstelle ebenfalls eine Vertiefung, aber in einiger Entfernung schwellt der Boden rings herum stark auf.

Bei allen Thonarten dagegen erhebt sich beim Eindringen der Last die Umgebung bedeutend über die Oberfläche des Bodens, was auch bei Bauten vielfach bemerkt werden kann, indem bei Dammschüttungen durch Wiesen und Sümpfe mit weichem Untergrunde ein Sinken des Damms eintritt, während daneben Erhöhungen des Bodens entstehen, welche oftmals den Damm selbst überragen.

Es folgt daraus, dafs Thonboden sich in mancher Beziehung einer Flüssigkeit ähnlich verhält, und ein auf Thonboden aufgeführtes Bauwerk niemals schwerer sein darf, als die verdrängte Thonmasse selbst, weil nur in diesem Falle eine Sicherheit gegen Versinken des Fundamentes vorhanden ist.

widerstehen kann. Der Zugwiderstand des besten Mauerwerkes beträgt (bei 10-facher Sicherheit nach der Tabelle auf S. 247 in Theil I, Bd. 1 dieses »Handbuches«) 1,8 bis 2,0 kg für 1 qcm; deshalb läßt sich unter Einwirkung bedeutender, auf dem Fundament-Mauerwerk ruhenden Lasten die Verhütung eines Bruches nicht erwarten.

Ein Drehen des Fundamentes, welches, wie in Art. 356 (S. 246) gezeigt wurde, durch excentrische Druckwirkung hervorgebracht werden kann, ist nur bei einigen seltener vorkommenden Bauwerken unschädlich, z. B. bei gewissen Stützmauern etc. In den meisten Fällen wird durch die Drehung ein ungleichmäßiges Setzen der einzelnen Fundamenttheile hervorgerufen und dadurch deren Bestand gefährdet.

359.
Drehen
des
Fundamentes.

Man wird demnach bei Construction und Ausführung der Fundamente das Hauptaugenmerk darauf zu richten haben, daß das Einsinken kein zu großes wird und daß es vor Allem gleichmäßig geschieht. Wo das letztere nicht erreicht werden kann, muß man darauf bedacht sein, das Maß des Einsinkens möglichst zu reduciren.

350.
Gleichmäßig-
keit und Maß
des
Einsinkens.

Dem Drucke, den das Bauwerk auf den Baugrund ausübt und der die Zusammenpressung des letzteren hervorbringt, wirkt die Reibung zwischen den Außenflächen des Fundamentes und dem dasselbe umgebenden Bodenmaterial entgegen. Bei Hochbauten, die in der am häufigsten vorkommenden Weise, d. i. in einer ausgeschachteten Baugrube fundirt werden, kommt diese Reibung in der Regel gar nicht in Betracht; jedenfalls ist sie im Zeitraum unmittelbar nach Ausführung des Fundamentes nur von sehr geringem Einfluß. Allein bei den sog. verfenkten Fundamenten, die ohne Baugrube hergestellt werden, spielt diese Reibung nicht selten eine wichtige Rolle; es kommt bei bedeutender Mächtigkeit der zu Tage liegenden lockeren Bodenschicht sogar vor, daß das Fundament nur vermöge seiner Reibung in dieser Schicht die nöthige Standfestigkeit erhält.

Der Reibungswiderstand, den ein Fundament im Boden erfährt und der von seinem lothrechten Druck abzuziehen ist, ist sehr verschieden. Derselbe hängt von der Form der Fundament-Basis, von der Beschaffenheit der Fundament-Außenfläche, von der Fundirungs-Tiefe und von der Beschaffenheit der betreffenden Bodenschichten ab; er beträgt je nach localen Verhältnissen (nach *Schmoll*) 0,10 bis 0,30 kg für 1 qcm (1900 bis 3000 kg für 1 qm).

Das seitliche Ausweichen des Baugrundes kommt in größerem Maße nur bei ganz weichem Baugrunde vor oder dann, wenn das Bauwerk auf einen Erdbang zu stehen kommt. Mooriger, schlammiger etc. Boden steigt an allen Seiten einer aufgetragenen Last empor und läßt die letztere immer tiefer einsinken¹⁵²⁾.

361.
Ausweichen
des
Baugrundes.

Um das Einsinken der Fundamente auf ein möglichst geringes Maß zurückzuführen, sind folgende Regeln zu beobachten.

362.
Mittel
gegen das
Einsinken.

- 1) Man setze das Fundament auf eine möglichst wenig pressbare Bodenschicht.

Das sicherste Verfahren besteht immer darin, daß man das Fundament auf einer vollständig tragfähigen Bodenschicht — sei es unmittelbar oder mit Hilfe einzelner Stützen (Pfeiler, Pfähle, Brunnen etc.) — ausführt. Nur wenn die zu durchsetzende lockere Bodenschicht eine sehr bedeutende Mächtigkeit hat, so daß die Erreichung der tragfähigen Schicht nur sehr schwer oder nur mit sehr großen Kosten möglich ist, sollte es als zulässig erachtet werden, daß die erforderliche Standfestigkeit des Fundamentkörpers durch den Reibungswiderstand, den er in der lockeren Bodenschicht erfährt, erzielt werde.

¹⁵²⁾ Siehe die Fußnote 251.

Mittel, einen möglichst wenig pressbaren Baugrund zu schaffen, sind:

a) Vermehrung der Fundirungs-Tiefe. Erfahrungsgemäß wächst in der Regel die Festigkeit des Bodens mit der Tiefe, zum nicht geringen Theile deshalb, weil der Druck, den eine Schicht von den darüber liegenden Schichten erfährt, um so größer ist, in je größerer Tiefe die betreffende Bodenschicht gelegen ist.

Durch eine größere Gründungstiefe wird auch noch der weitere Vortheil erzielt, daß das seitliche Ausweichen des Bodens, welches von einem Emporsteigen desselben herrührt, geringer wird.

Mit Rücksicht auf das in Art. 323 (S. 232) Gesagte ist dieses Mittel nur dann mit Erfolg anzuwenden, wenn die betreffende festere Bodenschicht eine entsprechende Mächtigkeit hat. Bei geringerer Mächtigkeit derselben ist es im Gegentheile angezeigt, sie thunlichst wenig zu schwächen, also die Fundirungs-Tiefe so gering wie möglich anzunehmen.

ß) Verbesserung stark pressbarer Bodenschichten. Es wurden bereits im vorhergehenden Kapitel (unter c) die Mittel angegeben, welche zur künstlichen Dichtung eines nachgiebigen Baugrundes, so wie zur Verhinderung des seitlichen Ausweichens lockerer Bodenarten, dienen.

2) Man beachte, ob die Tragfähigkeit des Baugrundes auch für die Folge gesichert sei; nöthigenfalls treffe man die erforderlichen Vorkehrungen gegen eine Beeinträchtigung der Tragfähigkeit.

Eine Beeinträchtigung der Bodenfestigkeit kann hauptsächlich durch den Einfluß des Wassers, durch Gleichgewichtstörungen in den tieferen Schichten des Baugrundes und durch anderweitige äußere Einflüsse hervorgerufen werden. Hiervon und von der Art und Weise, wie solchen Einflüssen begegnet werden kann, wird noch unter d die Rede sein:

3) Die Belastung des Baugrundes für die Flächeneinheit soll möglichst klein sein, keinesfalls die größte zulässige Druckbeanspruchung desselben überschreiten.

Im Allgemeinen ist zu beobachten, daß der vom Bauwerk auf den Baugrund ausgeübte Normaldruck nicht über ein Zehntel der Druckfestigkeit der Baugrundmasse betragen soll.

Bei ganz widerstandsfähigem Felsen kann man diesen Normaldruck auf den Baugrund eben so groß als die zulässige Pressung im Fundament-Mauerwerk selbst (7 bis 10 kg für 1 qcm) annehmen; sonst setzt man bei Felsen den größten zulässigen Normaldruck im Mittel zu 5 bis 6 kg für 1 qcm an. Ferner ist bei Gründungen auf Gerölle, so wie auf compactem Thon- und Lehmboden, grobem und fest gelagertem Kies 3,5 bis 4,5 kg, bei Gründungen auf feinkörnigem Kies und festem Sand 3 bis 4 kg für 1 qcm Nutzfläche zu rechnen.

Durch die Berliner Bauordnung vom Jahre 1853 ist die größte zulässige Belastung des dortigen Baugrundes auf 2,5 kg für 1 qcm fest gesetzt; indeß ist die Tragfähigkeit desselben eine größere und läßt sich mit Sicherheit auf 3,5 kg bemessen; man ist in Berlin bei Kasten Gründungen auf scharfem Sande bis zu 5,12 kg für 1 qcm gegangen.

Bei Interimbauten können die angegebenen größten Pressungen um 40 bis 50 Procent höher angenommen werden; eben so kann man eine Vermehrung um etwa 25 Procent eintreten lassen, wenn die größte Belastung des Baugrundes nur von Zeit zu Zeit, und nicht stoßweise oder mit Erschütterungen verbunden, wirksam ist.

Wenn bei einem projectirten Fundamente die Rechnung, bezw. die statische Untersuchung ergibt, daß die zulässige Belastung des Baugrundes für die Flächeneinheit überschritten ist, oder wenn man, um ein möglichst geringes Einsinken des Fundamentes zu erzielen, die Pressung des Baugrundes auf ein geringeres, als das größte zulässige Maß herabmindern will, so muß man entweder durch Abändern der Gesamtanordnung des betreffenden Gebäudes oder durch entsprechende Vorkehrungen bei Construction und Ausführung des Fundamentes Abhilfe schaffen.

Die hauptsächlichsten Mittel, die Belastung des Baugrundes für die Flächeneinheit zu verringern, sind folgende:

α) Man vertheilt, wenn dies angeht, den vom Bauwerk ausgeübten Druck auf mehrere Punkte und concentrirt ihn nicht an einer einzigen oder an nur wenigen Stellen. So kann man z. B. die Zahl der Stützen, auf denen das Bauwerk ruht, vermehren etc.

β) Man vergrößert die Fundament-Basis. Von dem Einfluß, den die Größe der Fundament-Basis auf die Construction des Fundamentes ausüben kann, war zum Theile schon in Art. 357 (S. 247) die Rede.

Betrachtet man zunächst die bei Hochbauten am häufigsten vorkommenden Fundamente, nämlich die aus Mauerwerk hergestellten, so erhält die Fundament-Basis fast stets einen größeren Flächeninhalt, als der zur Basis parallele Querschnitt des aufgehenden Mauerwerkes hat. Es geschieht dies einerseits deshalb, um dem Mauerkörper durch eine größere Basis auch eine größere Standfestigkeit zu verleihen; andererseits darf die Druckbeanspruchung des Baugrundes in der Regel die größte Pressung im Mauerwerk nicht erreichen, und es muß aus diesem Grunde der Druck auf eine größere Fläche vertheilt werden, mit anderen Worten eine Fundament-Verbreiterung eintreten. Derlei Fundament-Verbreiterungen werden nur selten stetig, meistens abatzweise ausgeführt, wodurch man zur Anordnung der sog. Fundament-Abätze, Grundbänke oder Bankete (Fig. 626) gelangt.

Durch Anbringung eines, event. auch mehrerer Fundament-Abätze kann man die Basis in solcher Größe erhalten, daß der daselbst vorkommende größte Normaldruck die zulässige Pressung des Baugrundes nicht überschreitet. Man kann indess, wenn man das Einsinken des Fundamentes noch weiter verringern will, eine noch beträchtlichere Verbreiterung des Fundamentes, d. i. eine Vermehrung der Zahl der Fundament-Abätze vornehmen.

In Betreff der Breiten- und Höhenabmessungen der Fundament-Abätze wird in der Praxis vielfach gefehlt. Die Vertheilung des Normaldruckes von einem kleineren Querschnitt auf einen tiefer gelegenen, größeren Querschnitt findet nämlich nur innerhalb gewisser Grenzen statt, und eine Verbreiterung des Fundamentkörpers ist nur dann von Werth, wenn diese Grenzen eingehalten werden; geht man über dieselben hinaus, so ist die betreffende Mauermaße nicht nur zwecklos, sondern unter Umständen sogar nachtheilig für den Bestand des Fundamentes.

Theoretische Untersuchungen zeigen, daß die Vertheilung des vom Bauwerk ausgeübten Druckes in Form einer nach unten sich erweiternden Pyramide vor sich geht, deren Verjüngungsverhältniß innerhalb der Grenzen 1:2 und 1:1 gelegen ist. Erfahrungsgemäß soll man das Verhältniß 1:1 nur in besonders günstigen Fällen erreichen, während das Verhältniß 1:2 unter allen Umständen genügt. Bringt man sonach eine stetige Fundament-Verbreiterung an, so sind die Begrenzungslinien auf Grundlage der eben angeführten Ziffern zu wählen. Werden Fundament-Abätze angeordnet, so soll die Breite l die Höhe h derselben wenn möglich nicht erreichen; es braucht aber auch die Breite nicht kleiner als die halbe Höhe zu sein (Fig. 626). Fundament-Verbreiterungen, die nach einem größeren als dem angegebenen Verhältniß angeordnet werden, bedingen einerseits eine Mauerwerksverschwendung; andererseits können sie auch schädlich wirken, da sie unter Umständen Trennungen im Fundamentkörper herbeiführen (Fig. 627 u. 628).

Hat man demnach ein Bauwerk (Fig. 629 u. 630), das eine untere Breite b_0 hat und den Normaldruck D auf den Baugrund ausübt, zu fundiren und ist die größte zulässige Pressung des Baugrundes für die Flächeneinheit K , so ist — eine centrische Lage der Druckrichtung D vorausgesetzt — die Breite der Fundament-Basis für die Länge = 1

$$b = \frac{D}{K}.$$

Sobald K kleiner ist, als die zulässige Druckbeanspruchung im Mauerwerk, so ist $b > b_0$. Um die erforderliche Fundament-Breite zu erhalten, fängt man mit der Anordnung der Fundament-Abätze möglichst hoch oben (bei Bauwerken ohne unterirdische Räume nahe an der Erdoberfläche, sonst etwa in der Höhe der Kellerfohle) an. Ist die in Aussicht genommene Fundirungstiefe t nicht zu klein und der

Fig. 626.

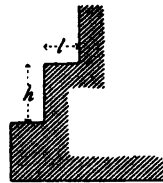


Fig. 627.

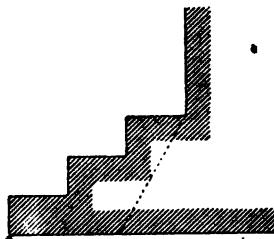


Fig. 628.

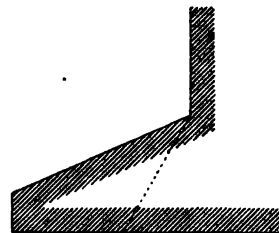
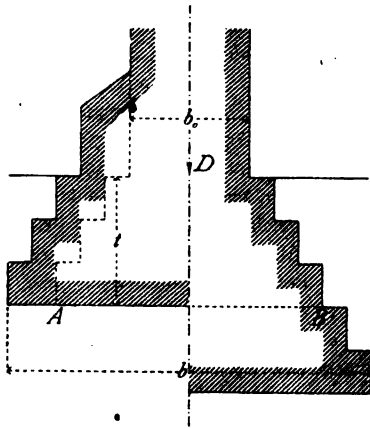


Fig. 629.

Fig. 630.



Druck D nicht besonders groß, so wird man den beabsichtigten Zweck ohne Weiteres erreichen. Bei größerer Belastung jedoch oder, wenn die tragfähige Schicht schon in geringer Tiefe zu finden ist, kann man auf diesem Wege allerdings zu einer zu geringen Basis-Breite $A, B (< b)$ gelangen. Ist nun ein Ueberschreiten einer gewissen Fundirungs-Tiefe t nicht zulässig oder nicht wünschenswerth, so kann man zwar die Fundament-Breite in derselben Tiefe auf das erforderliche Maß vergrößern, muß aber alsdann auch eine entsprechende Verbreiterung des aufgehenden Mauerwerkes vornehmen (Fig. 629). Ist es dagegen vorzuziehen, die Fundirungs-Tiefe zu vergrößern, so legt man die Fundament-Basis in solche Tiefe, daß man bei zweckmäßiger Gestaltung der Fundament-Absätze die erforderliche Breite b erzielt (Fig. 630).

Die Vergrößerung der Fundament-Basis wird nicht immer durch unmittelbare Verbreiterung des Fundament-Mauerwerkes vorgenommen; dazu dienen auch Sand- und Steinschüttungen, Beton-Schichten und Schwellroste.

γ) Man wendet fog. Erdbogen (siehe Abschn. 2, Kap. 2, b, 1) und umgekehrte Gewölbe (siehe ebendaf., Kap. 2, a) an.

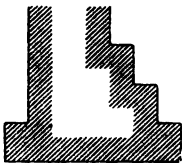
δ) Man vergrößert die Fundirungs-Tiefe. Es wurde früher (unter β) gezeigt, wie durch eine vermehrte Gründungstiefe eine Vergrößerung der Fundament-Basis und dadurch eine Verringerung des Druckes für die Flächeneinheit erreicht werden kann. Indefs ist eine Vermehrung der Fundirungs-Tiefe noch in anderer Weise wirksam, da hierdurch der vom Erdreich auf den Fundamentkörper ausgeübte Druck größer wird; in Folge dessen ist auch der Reibungswiderstand ein größerer, und der Normaldruck, den das Fundament auf den Baugrund zu übertragen hat, wird geringer.

Um ein möglichst gleichmäßiges Einsinken des Fundamentes zu erzielen, beobachte man folgende Regeln:

1) Ist der Baugrund gleichartig und die Belastung eine überall gleiche, so gebe man der Fundament-Basis eine solche Gestalt, daß sich der Normaldruck gleichmäßig über dieselbe vertheilt. Es wurde bereits in Art. 356 (S. 246) gezeigt, daß die Basis alsdann so geformt werden muß, daß die Resultante aus sämtlichen da selbst wirkenden Kräften durch den Basis-Schwerpunkt hindurchgeht.

Diese Bedingung läßt sich indes nur dann erfüllen, wenn die Druckrichtung eine unveränderliche ist. Wenn jedoch die Resultante sämtlicher wirkenden Kräfte in Folge von Wind- und Schneedruck, in Folge wechselnder zufälligen Belastungen etc. eine veränderliche Richtung hat, so läßt sich die Fundament-Basis nicht in der angegebenen Weise anordnen, und es wird in gewissen Fällen eine ungleichmäßige Druckvertheilung eintreten. Dieser Uebelstand wird dann am wenigsten nachtheilig sein, wenn man die Fundament-Basis so gestaltet, daß ihr Schwerpunkt von jener Resultanten getroffen wird, die den größten Normaldruck ergibt.

Fig. 631.



Das Bestreben, den Druck thunlichst gleichmäßig auf die Fundament-Basis zu vertheilen, kann auch zu unsymmetrischer Anordnung von Fundament-Abätzen (Fig. 631) führen, indem man an jener Seite eine größere Zahl derselben anbringt, an der die ursprünglich excentrische Druckrichtung dies erfordert.

2) Ist der Baugrund zwar gleichartig, die Belastung dagegen an verschiedenen Stellen des Bauwerkes eine verschiedene, so muß man durch ungleichartige Anordnung und Construction der einzelnen Fundamenttheile eine thunlichst gleichmäßige Beanspruchung des Baugrundes zu erzielen trachten. Wo die Belastung eine größere ist, verbreitere man die Fundament-Basis oder vergrößere die Gründungstiefe¹⁵³⁾;

¹⁵³⁾ Für die Gründung des Reichstagshauses in Berlin war, nach Maßgabe der im Herbst 1883 vorgenommenen Bohrungen, bestimmt, daß die Sohlen der minder belasteten Theile auf $+31,2$ bis $+31,8$ m über Normal-Null, diejenige der 4 Eckthürme und der Kuppel auf $+30,0$ m über Normal-Null anzulegen seien.

oder aber man concentrirte in den weniger belasteten Theilen des Bauwerkes den Normaldruck an einzelnen Stellen, ordne Erdbogen an etc.

Man kann auch durch die Gesamtanlage eines Gebäudes das ungleichmäßige Setzen desselben vermeiden, wenn man beachtet, wie sich die Lasten auf ihre Unterstützungen vertheilen. So z. B. haben Mittelwände und einzelne Freistützen im Inneren der Gebäude häufig einen wesentlich größeren Druck aufzunehmen und auf den Baugrund zu übertragen, als die Außenwände. Man kann unter Umständen durch eine anderweitige Grundrissanordnung eine gleichmäßigere Vertheilung der Lasten erzielen.

3) Ist der Baugrund nicht gleichartig, so muß man gleichfalls durch verschiedene Anordnung und Construction der einzelnen Fundamenttheile die sonst unausbleiblichen schädlichen Einsenkungen desselben verhüten.

Ein ungleichartiger Baugrund bringt am leichtesten ungleichmäßige Senkungen im Fundamentkörper hervor. Dieselben bewirken, daß die an der Basis gelegenen Fundamenttheile auf Biegung beansprucht werden; gewöhnliches Fundament-Mauerwerk widersteht biegenden Kräften nur wenig; selbst größere Fundament-Quader brechen erfahrungsgemäß unter dem Einfluß solcher Kräfte. Ein Zerreißen und Zerbrechen des Fundamentes ist sonach häufig die Folge ungleichmäßiger Setzungen.

Um die letzteren zu vermeiden, können je nach örtlichen Verhältnissen hauptsächlich dreierlei Mittel in Anwendung kommen:

α) An jenen Stellen, wo der Baugrund nachgiebiger ist, trachtet man durch Fundament-Verbreiterung oder durch Vergrößerung der Fundirungs-Tiefe den Druck für die Flächeneinheit um so viel zu reduciren, daß die Pressung des ungleichartigen Baugrundes an allen Punkten nahezu dieselbe ist.

β) Man wählt eine Fundament-Construction, welche biegenden Kräften besser zu widerstehen geeignet ist, als Mauerwerk, wie: Sandfchüttungen, Betonlagen und Schwellroße.

γ) Bei größeren Gebäuden wendet man in den einzelnen Theilen, der verschiedenen Beschaffenheit des Baugrundes entsprechend, auch verschiedene Gründungs-Constructions an. Die verschieden fundirten Gebäudetheile werden alsdann am besten stumpf an einander gestoßen, damit die vorkommenden ungleichmäßigen Senkungen in den einzelnen Theilen unabhängig von einander eintreten können und keine schädlichen Trennungen im Mauerwerk hervorbringen. Erst wenn das Setzen stattgefunden hat, findet ein entsprechender Höhenausgleich und eine Vereinigung der einzelnen Theile statt.

Beispiele. α) Für die Fundirung der Universitäts-Institute an der Dorotheen-Straße in Berlin ergaben sorgfältige Bodenuntersuchungen, daß einst ein Wasserlauf der Spree das Grundstück von Südost nach Nordwest durchzogen haben mußte. Der tragfähige Baugrund fällt von 2,5 m unter Terrain in der neuen Wilhelm-Straße Anfangs allmählich, dann aber sehr rasch bis zu einer Tiefe von 20 m; in gleicher Weise senkt sich der tragfähige Sand von der Dorotheen-Straße nach dem Ufer der Spree hin.

Diesen Verschiedenheiten entsprechend wurden folgende Fundirungs-Arten in Anwendung gebracht: mittlerer Theil des Mittelbaues vom physiologischen Institut — gemauertes Fundament in einer Tiefe von 1 m unter Grundwasser, ausgeführt bei Wasserfchöpfen; übrige Theile des Mittelbaues und der südliche Flügel des physiologischen Institutes — Boden unter Wasser ausgebaggert, dann betonirt und das Wasser ausgepumpt; nördlicher Theil des Ostflügels und die um das große Auditorium nordöstlich und östlich gruppierten Bautheile — hölzerne Senkröhren; übriger Theil der Bauanlage — Pfahlrost (mit Pfählen bis 16 m Länge); Präcisions-Arbeitsitze — Senkbrunnen¹⁵⁴⁾.

β) Auch beim Bau des neuen Reichstagshauses in Berlin wurden in den einzelnen Theilen, der verschiedenartigen Beschaffenheit des Baugrundes und den verschiedenen Belastungen der einzelnen Gebäudetheile entsprechend, verschiedene Gründungsmethoden in Anwendung gebracht, und zwar: gewöhnliche gemauerte Fundamente, Fundament-Mauerwerk mit Gegenbogen, Beton-Gründung und Beton-Pfahlrost¹⁵⁵⁾.

c) Sicherheit gegen seitliches Verschieben.

Das seitliche Verschieben oder das Abgleiten des Fundamentes kann eintreten:

- 1) durch unzweckmäßige Lage der Fundament-Basis,
- 2) durch den Einfluß des Wassers, durch Gleichgewichtstörungen in den oberen Bodenschichten und durch anderweitige äußere Einflüsse.

An dieser Stelle wird nur von dem unter 1 angeführten Factor die Rede sein.

¹⁵⁴⁾ Näheres hierüber: KLEINWÄCHTER. Die Fundirung der Universitäts-Institute in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 359.

¹⁵⁵⁾ Näheres hierüber: Der Bau des Reichstagshauses in Berlin. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.

Damit eine seitliche Verschiebung des Fundamentes nicht eintrete, sind folgende Regeln zu beobachten:

1) Man lege die Fundament-Basis normal zur herrschenden Druckrichtung. Von dieser Lage der Fundament-Basis, die man auch die theoretische nennen kann, wurde schon in Art. 355 (S. 245) gesprochen.

Wenn ein Bauwerk oder ein bestimmter Constructionstheil desselben nur lothrechte Lasten zu tragen hat, so ist auch auf den Baugrund nur ein lothrechter Druck zu übertragen, und die Fundament-Basis wird vorteilhafter Weise wagrecht gelegt. Treten jedoch noch seitliche Schübe, wie Erddruck, Gewölbschub, Winddruck etc. hinzu, so nimmt die Resultante aus sämtlichen auf die Fundament-Basis wirkenden Kräften eine von der lothrechten abweichende Richtung an. Sind nun lothrechte und wagrechte Kräfte unveränderlich, so ist auch die Resultante unveränderlich, und man kann dem seitlichen Verschieben des Fundamentes dadurch vorbeugen, daß man die Basis winkelrecht zur Richtung der Resultanten anordnet oder doch nur wenig (vergl. Art. 355, S. 245) von dieser Lage abweicht.

Dies setzt voraus, daß man es bei Construction und Ausführung des Fundamentes in der Hand hat, unter Aufwendung verhältnismäßig geringer Kosten der Basis eine beliebige Lage zu geben.

Bisweilen sind die Kräfte, namentlich die wagrechten Kräfte, die ein Bauwerk, bezw. einen Constructionstheil beanspruchen, veränderlich (Winddruck, seitliche Schübe, die von zufälligen Lasten herrühren etc.), alsdann hat auch die auf die Fundament-Basis wirkende Resultante eine variable Richtung. Erreichen die Differenzen die Größe des Reibungswinkels nicht, so wird man eine zweckentsprechende Anordnung erhalten, wenn man die Basis winkelrecht zur mittleren Druckrichtung legt. Sind die Schwankungen größere, so wird man zwar der Fundament-Basis eine ähnliche Lage geben, wird aber dem seitlichen Verschieben durch andere Vorkehrungen vorbeugen.

2) Ist es aus irgend welchen Gründen nicht zulässig oder nicht wünschenswerth, von einer bestimmten, den herrschenden Druckverhältnissen nicht entsprechenden Lage der Fundament-Basis abzuweichen, so muß man durch anderweitige Vorkehrungen ein Abgleiten des Fundamentes verhüten.

Derlei Vorkehrungen sind:

α) Man vermehrt das Gewicht des zu fundirenden Bauwerkes. Hierdurch wird die Resultante in günstigem Sinne abgelenkt, die zur Fundament-Basis winkelrechte Componente wird größer, sonach die Reibung vermehrt.

Fig. 632.

β) Man vermehrt in anderer Weise die Reibung des Fundamentes auf dem Baugrund. Es kann dies durch hervortretende Schwellen und Pfähle geschehen oder dadurch, daß man das Fundament-Mauerwerk zahnförmig (Fig. 632) in den Baugrund eingreifen läßt.

Solche Fundament-Zähne sollten nicht unter 30 cm, besser nicht unter 50 cm Tiefe und nicht unter 60 cm, besser nicht unter 1 m Länge haben.

γ) Man vergrößert die Fundirungs-Tiefe. Hierdurch wird einerseits gleichfalls in dem schon unter α gedachten Sinne das Gewicht des Bauwerkes vermehrt; andererseits wirkt der Erdkörper, welcher vor der herrschenden Druckrichtung gelegen ist, durch den sog. passiven Erddruck gegen das Abgleiten des Fundamentkörpers¹⁶⁶⁾.

δ) Man bringt an der am tiefsten gelegenen Stelle des Bauwerkes einen so großen Mauerkörper an, daß dieser durch seine Masse allein das Abgleiten des Fundamentes zu verhüten im Stande ist.

ε) Wenn ein lang gestrecktes Fundament im Wesentlichen nur lothrechte Drücke zu übertragen hat und wenn dasselbe auf einem zwar widerstandsfähigen, jedoch stark geneigten Baugrund *MN* (Fig. 633) herzustellen ist, so würde ein unmittelbares Aufsetzen des Fundament-Mauerwerkes auf die stark abfallende Boden-

¹⁶⁶⁾ Nach Ott's Baumechanik (I. Theil, 2. Aufl. Prag 1877) läßt sich die in diesem Falle erforderliche Fundirungstiefe *t* berechnen aus der Gleichung

$$t = - \frac{1,414}{f + \sqrt{1 + f^2}} \sqrt{\frac{2H - (G + 2V)f}{\gamma}},$$

worin *G* das Eigengewicht des Fundament- und des darüber aufgeführten aufgehenden Mauerwerkes, *V* die Resultante der sonst wirkenden lothrechten Kräfte, *H* die Resultante aus den das Bauwerk angreifenden Horizontalkräften, *γ* das Gewicht der Volumeneinheit Bodenmaterial und *f* den Reibungs-Coefficienten des letzteren bezeichnet. Bei nassem Erdrich ist der kleinste Werth von *f* = 0,3 einzuführen; der größte Werth ist zu 0,93 anzunehmen.

fläche ein Abgleiten desselben zur Folge haben. Wollte man andererseits eine stetig fortlaufende Basis *MP*, welche den theoretischen Anforderungen entspricht, zur Ausführung bringen, so wird das Volum des Fundamentkörpers wesentlich vermehrt, der letztere also vertheuert, und auch die Aushebung der Fundament-Grube wird kostspieliger, letzteres namentlich dann, wenn der Baugrund felsig ist.

In einem solchen Falle treppe man das Terrain ab, und zwar derart, daß die Begrenzungen der einzelnen Stufen normal, bezw. parallel zur herrschenden Druckrichtung gelegen sind. Haben die einzelnen Stufen eine größere Länge und ist das zu fundirende Bauwerk stark belastet, so ist der über jeder Stufe stehende Mauerkörper unabhängig von den benachbarten auszuführen. Würde die Mauerung im Verbaude geschehen, so würde das den verschiedenen Höhen entsprechende, ungleichmäßige Setzen Trennungen im Mauerwerk hervorrufen. (Vergl. auch Art. 364, S. 243.)

d) Sicherheit gegen äußere Einflüsse.

Äußere Einflüsse, welche den Bestand der Fundamente gefährden können und die in Folge dessen für deren Construction und Ausführung maßgebend sind, rühren zumeist vom Wasser, von Gleichgewichtsstörungen in den oberen Bodenschichten und von Gleichgewichtsstörungen, welche in den tieferen Bodenschichten durch unterirdische Baue hervorgerufen werden, her.

1) Einfluß des Wassers. Derselbe macht sich in mehrfacher Weise geltend:

a) Die natürliche Bodenfeuchtigkeit wird im Winter dadurch schädlich, daß der Frost den Baugrund auflockert und denselben nachgiebiger macht. Nur wenige, vollkommen frostbeständige Felsarten widerstehen diesem Einfluß.

ß) Das Grundwasser steigt im Fundament-Mauerwerk, event. auch im aufgehenden Mauerwerk empor, veranlaßt den feuchten Zustand der Wände und der von denselben umschlossenen Räume. Constructions-Materialien, welche der Feuchtigkeit nicht genügend widerstehen können, werden angegriffen, wodurch der Bestand des Bauwerkes gefährdet werden kann. Kohlen säurehaltiges Wasser, eben so feuchter Boden, der organische, in Verwesung begriffene Stoffe enthält, wirken besonders zerstörend auf das Mauerwerk ein. Unter Umständen tritt das Grundwasser auch in die unterirdischen Räume der Gebäude — seitlich oder durch die Kellerfohle — ein. (Siehe auch Art. 329, S. 234.)

γ) Quellen und sonstige Wasseradern, welche den Baugrund durchsetzen, führen eine Erweichung desselben mit sich; in Folge dessen tritt eine Senkung des Fundamentes ein.

In geschichteten, sonst widerstandsfähigen Felsarten können Wasseradern auch dann einen schädlichen Einfluß ausüben, wenn sie von geneigten Thon- oder Lehm-schichten durchsetzt sind. Die letzteren werden durch das Wasser schlüpfrig, und es kann im Laufe der Zeit ein Abrutschen des Fundamentes eintreten¹⁵⁷⁾.

Quellen und anderes den Boden durchfließendes Wasser¹⁵⁸⁾ können auch ein

¹⁵⁷⁾ Bei den Bergrutschungen zu Caub (1876), wo die Gebirgs-Formation aus Thonschiefer mit eingelagerten Dachschieferstößen besteht, war die auf der nordwestlichen Seite zu Tage tretende Lettenschicht durch die vorhergehenden anhaltenden Regengüsse wie mit Seife geschmiert und hatte den Fels- und Schuttmassen als Rutschfläche gedient. (Vergl. Deutsche Baus. 1876, S. 291.)

¹⁵⁸⁾ Hierzu gehört auch das Wasser, welches aus Fluß- und Strombetten in die Uferwandungen sickert, was namentlich bei Hochwasser eintritt und auf den Bestand von auf den Ufern errichteten Bauwerken zerstörend wirken kann.

Mehrere der alt-ägyptischen Denkmalbauten, wie z. B. der Palast von Karnak, die meisten Monuments Thebens etc.

Unterspülen des Fundamentes und dieses wieder eine beträchtliche Senkung des letzteren zur Folge haben ¹⁵⁹⁾).

Ein Baugrund mit ungleichem Wassergehalt, welcher nicht gleichmäßig entwässert wird, kann eine ungleiche Senkung oder — bei eintretendem Frost — selbst eine ungleiche Hebung von Gebäudetheilen veranlassen, wodurch ein Reißen des Mauerwerkes eintritt ¹⁶⁰⁾.

δ) Offenes, insbesondere das fließende und das wellenschlagende Wasser können bei fortgesetztem Angriff ein Unterwaschen des Fundamentes herbeiführen. Dieser Punkt wird sonach bei Hochbauten, die an und in Teichen, Seen, Flüssen, oder am Meeresufer zu errichten sind, besonders zu berücksichtigen sein.

ε) Bisweilen ist auch der vom Wasser erzeugte Auftrieb für Construction und Ausführung der Fundamente von Einfluss. Kommt ein Bauwerk unmittelbar auf Felsen oder auf eine sonstige wasserundurchlässige Bodenart zu stehen, so ist ein Auftrieb nicht vorhanden. Wenn jedoch das betreffende Bodenmaterial vom Wasser durchzogen wird, ist in vielen Fällen der Auftrieb in Betracht zu ziehen.

Diesen verschiedenartigen nachtheiligen Einflüssen des unter- und oberirdischen Wassers muss in geeigneter Weise begegnet werden. Es sind in dieser Beziehung nachstehende Regeln zu beobachten.

Ad α). Die Fundament-Basis ist in frostoffreie Tiefe zu legen. In unseren Klimaten dringt der Frost meist nur in eine Tiefe von 0,8 bis 1 m ein; deshalb ist mindestens eine Fundirungs-Tiefe von 1 bis 1,25 m zu wählen.

Bei allen wichtigeren Bauwerken ist die größere der beiden angegebenen Grenzziffern zu verwenden; nur bei Nebengebäuden, bei Einfriedigungen etc. kann man eine geringere Gründungstiefe wählen. Bei vollkommen frostbeständigem Felsen kann man auch unter 1 m Tiefe gehen.

Ad β). Dem schädlichen Einfluss des Grundwassers muss durch entsprechende Dichtungs- und Entwässerungs-Anlagen, so wie durch Wahl geeigneter Constructionsmaterialien vorgebeugt werden.

Damit das Grundwasser im Mauerwerk nicht emporsteige, bringe man sog. Isolirschichten an, von denen noch im nächsten Bande dieses »Handbuches« (Abth. III, Abschn. 1, A, Kap.: Schutz gegen Feuchtigkeit und Witterungseinflüsse) die Rede sein wird.

Das Fundament-Mauerwerk soll ferner möglichst wasserdicht nach den Seiten hin abschließen, damit kein Wasser in die Souterrain-Räume eindringe; es kann dies durch möglichst wasserdichte Mauerung, noch besser durch Anlage von Luftgräben und durch zweckmäßige Entwässerungs-Anlagen außerhalb des Fundament-Mauerwerkes erzielt werden. Das Grundwasser darf auch nicht durch die Kellerfohle emporsteigen, was durch Lehm- und Beton-Schichten, durch umgekehrte und entsprechend gedichtete Gewölbe, besser

sind hauptsächlich deshalb in Verfall gerathen, weil ihre ohnedies nicht sehr sorgfältig ausgeführten Fundamente vom Nil-Wasser, welches bei den periodischen Ueberschwemmungen in das Ufergelände einsickert, einen zerstörenden Einfluss erfahren haben.

¹⁵⁹⁾ Die schon in der Fußnote 130 (S. 248) erwähnten *Hagen'schen* Versuche bezogen sich auch auf den Einfluss, den Wasser auf einige Bodenmaterialien ausübt.

Liefs man in eine Schüttung von trockenem Sande Wasser von unten eintreten und dieses mit einer Druckhöhe wirken, welche sich etwa 3 cm über die Oberfläche erhob, so verlor der Sand alle Festigkeit und quoll stellenweise hoch auf. Liefs man aber das Wasser von oben nach unten durch die Masse fließen, so ergab sich eine bedeutend größere Tragfähigkeit.

Beim Durchlassen von Wasser durch die Sandschicht von unten wird die Tragfähigkeit immer noch etwas größer, als bei trockenem Sande, der lose aufgeschüttet wird, aber kleiner als bei trockenem, fest gestampftem Sande, indessen nur so lange, als die Druckhöhe des Wassers sich nicht auf mehr als einige Millimeter über die Oberfläche des Sandes erhebt und die Oberfläche nicht mehr aufpült.

Beim Durchfließen des Wassers von oben nach unten wird die Tragfähigkeit 4- bis 5-mal so groß, als bei trockenem, lose aufgeschüttetem Sande.

Die Versuche mit verschiedenen, auch sehr steifen Thonarten ergaben, dass dieselben sich ähnlich wie Flüssigkeiten verhalten, dass die Tragfähigkeit nahe dem Gewichte der verdrängten Thonmasse gleich ist und ein auf Thon gelagertes Gebäude somit eigentlich immer schwimmt. Es scheint sich ferner aus diesen Versuchen zu ergeben, dass für verschiedene drückende Flächen die Einkenkungen den Quadraten dieser Flächen umgekehrt proportional sind.

¹⁶⁰⁾ Als Beispiel kann u. A. ein in Oberhessen erbautes Bahnwärterhaus der Main-Wefer-Bahn angeführt werden, wovon ein Theil durch das in der wasserführenden Bodenschicht gebildete Eis gehoben und dadurch von dem in seiner früheren Lage verbliebenen Theile abgerissen wurde.

durch die oben erwähnten Entwässerungs-Anlagen (vergl. Art. 347 u. ff., S. 243) zu geschehen hat. Auch solche Constructionen werden später noch zu besprechen sein.

Um den zerstörenden Einfluß der Feuchtigkeit auf die Constructionen-Materialien zu verhüten, müssen dieselben in entsprechender Weise gewählt, bezw. in geeigneter Weise verwendet werden. In letzterer Beziehung ist namentlich bei Anwendung von Holz zu beachten, daß dasselbe stets unter Wasser bleibe und nicht dem schädlichen Wechsel von Nässe und Trockenheit ausgesetzt werde. Die Oberkante jeder hölzernen Fundament-Construction soll deshalb mindestens 30, besser 50 bis 75 cm unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel gelegen sein. Es ist stets die grössere Ziffer, wenn nöthig eine noch tiefere Lage der Holz-Construction zu wählen, wenn die Möglichkeit vorliegt, daß durch Anlage einer städtischen Canalisation, durch Tieferlegung des nächst gelegenen Recipienten etc. eine Senkung des Grundwasserspiegels eintreten könnte.

Ad γ). Ist der Baugrund von Wasseradern durchsetzt, so gehe man entweder mit der Fundament-Basis bis unter die wasserführende Schicht, oder besser man entwässert die letztere in der schon in Art. 347 (S. 243) besprochenen Weise. Sind Quellen vorhanden, so fasse man sie, wie an derselben Stelle gleichfalls schon gesagt wurde, oberhalb des Fundamentes derart ab, daß ihr Abfluß keine Störung erleidet.

Erforderlichen Falles kann auch durch eine Spundwand-Umschließung das seitliche Ausweichen des Baugrundes oder auch ein Auswaschen desselben verhütet werden.

Ad δ). Bei Gründungen am und im stehenden oder fließenden Wasser verhüte man das Unterwaschen des Fundamentes durch eine entsprechend tiefere Gründung, durch Umschließung mit einer Spundwand und durch Steinschüttung.

Wenn man die Fundament-Basis in eine solche Tiefe verlegt, in der das Wasser eine sehr geringe Geschwindigkeit hat, in der es also überhaupt keinen Angriff auf den Boden ausübt, so ist der beabsichtigte Zweck erreicht.

Spundwände (siehe Art. 154 u. ff., S. 109) werden entweder vollständig dicht hergestellt, oder sie umschließen das Fundament in solcher Weise, daß jede nachtheilige Bewegung des Wassers vermieden wird. Beide Anordnungen werden in vielen Fällen genügen. Doch thut man auch hier besser, wenn man mit dem Fundamente in solche Tiefe herabgeht, in welcher das Wasser nur eine geringe Strömung hat; denn die Spundwand schützt zwar den Boden unter dem Fundamente gegen Fortspülung; allein ein seitliches Fortspülen des Bodenmaterials um die Spundwand herum und das dadurch hervorgerufene Ausweichen derselben wird nicht verhütet.

Steinschüttungen müssen aus so großen Steinen gebildet werden, daß sie vom Wasser nicht fortbewegt werden¹⁶¹⁾. Die Steinschüttungen kommen entweder allein oder in Verbindung mit Spundwänden zur Verwendung. Im letzteren Falle haben sie die Standfestigkeit der Spundwände zu erhöhen und das Wegspülen des Bodenmaterials um dieselben herum zu verhüten.

Auch hier müssen hölzerne Constructionstheile des Fundamentes stets unter Wasser sein und deshalb ihre Oberkante mindestens 50 cm unter den bekannten niedrigsten Wasserstand gelegt werden.

Ad ε). Dem vom Wasser erzeugten Auftriebe muß eine solche Masse entgegengesetzt werden, daß sich beide das Gleichgewicht halten. Soll z. B. die Sohle eines Reservoirs oder sonstigen Beckens durch das Grundwasser nicht gehoben werden, so muß der Baukörper, der die Sohle bildet, eine solche Dicke erhalten, daß sein Gewicht mindestens eben so groß ist, als der wirkfame Auftrieb. In gleicher Weise ist zu verfahren, wenn eine Baugrube trocken gelegt und durch einen wasserdichten Baukörper die Wasserzuströmung auf ihrer Sohle verhindert werden soll.

Die Dicke d solcher, dem Auftrieb entgegenwirkenden Baukörper (meist Mauer- und Beton-Schichten) läßt sich aus der Gleichung

$$d = \frac{\gamma}{\gamma_0}$$

¹⁶¹⁾ Stellt man sich die Steine als Würfel von der Kantenlänge a vor, so muß

$$a > \frac{\gamma}{2\gamma_0 g f} v^2$$

sein, wenn γ das Gewicht der Volumeinheit Wasser, γ_0 das Gewicht der Volumeinheit Stein, v die Geschwindigkeit des Wassers, g die Beschleunigung der Schwere und f den betreffenden Widerstands-Coefficienten bezeichnet. Der Coefficient von v kann im Mittel zu 10 angenommen werden.

berechnen, wenn h die Höhe der drückenden Wasserfläule (die Wassertiefe) und γ das Gewicht der Volumeneinheit des betreffenden Baukörpers bezeichnet. Indefs erhält man auf diese Weise stets eine zu große Dicke, weil das Wasser zwischen den Bodentheilen einen Widerstand erfährt und deshalb seine Bewegungsgeschwindigkeit kleiner ist, als jene, welche der wirklichen Druckhöhe entsprechen würde. Bei grobem Kiesboden wird in Folge dessen die nach aufwärts wirkende Kraft auf etwa die Hälfte, bei sandigem Baugrund auf etwa ein Drittel des theoretischen Auftriebes herabgemindert. Meistens wird deshalb schon die Hälfte der nach obiger Formel berechneten Dicke genügen ¹⁶²⁾.

Wirken auf ein Bauwerk ausser lothrechten auch wagrechte Kräfte, so sind bei Auffuchung der Gesamtergebnisse die lothrechten Kräfte um das Maß des Auftriebes zu verringern.

367.
Gleichgewichts-
störungen
im
Baugrund.

2) Gleichgewichtsstörungen in den oberen Bodenschichten. Dieselben können hervorgebracht werden:

α) Durch örtliche Veränderungen, die in den meisten Fällen durch Bodeneinschnitte und sonstige Erdarbeiten entstehen, und ein Abgleiten des Bauwerkes erzeugen können.

β) Durch Wasseranfangsammlung in den tieferen Theilen der Erdrinde; hierdurch wird nicht selten ein Angriff und eine Lösung der zu Tage liegenden Erdschicht hervorgerufen, welche ein Nachsinken höher gelegener Schichten und der darauf gegründeten Bauwerke zur Folge haben kann ¹⁶³⁾.

γ) Gleichgewichtsstörungen in den tieferen Bodenschichten. Die hier in Frage kommenden Gleichgewichtsstörungen sind hauptsächlich diejenigen, welche durch unterirdische Baue, wie Bergwerks- und Wasserstollen, Tunnel etc., so wie durch die damit verbundenen Wasserentziehungen und Einbrüche hervorgebracht werden ¹⁶⁴⁾.

Durch solche Einflüsse kann eben so ein Bersten des Fundamentes, wie ein Abgleiten desselben stattfinden.

Um in allen derartigen Fällen die zu errichtenden Gebäude vor einer späteren Gefährdung nach Thunlichkeit zu schützen, muß man Constructionen und Sicherungen ausführen, bei denen auf die Möglichkeit einer später eintretenden Lagenveränderung Rücksicht genommen ist. Allgemeine Regeln lassen sich hierbei nicht aufstellen, da die maßgebenden örtlichen Verhältnisse ungemein verschieden sind. Es läßt sich an dieser Stelle nur allgemein sagen, daß man dem Abgleiten die entsprechenden Massen, dem Bersten des Fundamentes Constructionen entgegenzusetzen muß, die eine größere Zugfestigkeit haben, als Mörtelmauerwerk.

In Theil III, Bd. 6 (Abth. V, Abschn. 1, Kap. 3) wird von der Einwirkung der Bodensenkungen auf Gebäude und den Sicherungen dagegen noch eingehend die Rede sein.

e) Fundirungs-Tiefe.

368.
Fundirungs-
Tiefe.

Es war im Vorhergehenden mehrfach Anlaß, von der Größe der Fundament-Tiefe und von einigen Factoren, welche dieselbe beeinflussen, zu sprechen. Es dürfte

¹⁶²⁾ Vergl. auch: Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 85.

¹⁶³⁾ Als Beispiele von Bauwerken, welche durch Gleichgewichtsstörungen in den obersten Bodenschichten gelitten haben, können die von den Berggrütschen zu Aachen etc. berührten Gebäude genannt werden.

¹⁶⁴⁾ Der unterhöhlte Baugrund in den Kohlenrevieren Rheinlands und Westphalens hat mehrfach schädliche Veränderungen erlitten. Die Stadt Essen steht auf einem Terrain, das der Steinkohlen-Formation angehört, von mehreren Kohlenflözen durchsetzt und von einer Kreidemergelschicht überlagert ist. Durch den Abbau jener Kohlenflöze erfährt die Mergelschicht theils durch Wasserentziehung, theils durch zeitweise Einbrüche örtliche Einsenkungen. Die Gebäude kommen alsdann entweder auf die durch die Einsenkungen gebildeten Mulden oder auf die betreffenden Sattel zu stehen und werden hierbei einer Biegung ausgesetzt, welche ein Reißen der unteren Mauerflächchen und ein Klaffen der Stoßfugen nach unten oder oben zur Folge hat.

indess nicht überflüssig sein, die hierbei zu beobachtenden Regeln nochmals zusammenzufassen und durch die noch nicht erwähnten Gesichtspunkte zu ergänzen¹⁶⁵⁾.

1) Das Fundament ist, wenn irgend möglich, auf die tragfähige Bodenschicht — sei es direct oder mittels einzelner Stützen (Pfeiler, Pfähle, Brunnen etc.) — zu setzen. Nur im Nothfalle versuche man es, durch die Reibung des Bodenmaterials an den Außenflächen des Fundamentes allein die erforderliche Standfestigkeit desselben zu erzielen (vergl. Art. 360, S. 249).

2) Die Fundament-Basis muß in frostfreier Tiefe gelegen sein (vergl. Art. 366, S. 255).

3) Man wähle eine über das geringste zulässige Maß hinausgehende Fundirungstiefe¹⁶⁶⁾, wenn man:

α) eine noch festere Bodenschicht erreichen will (vergl. Art. 362, S. 250);

β) wenn man durch eine größere Fundament-Verbreiterung den vom Fundament zu übertragenden Druck auf eine größere Fläche vertheilen will (vergl. Art. 363, S. 251);

γ) wenn man den Reibungswiderstand zwischen dem Bodenmaterial und den Außenflächen des Fundamentes vermehren will (vergl. Art. 363, S. 252);

δ) wenn man ein Abgleiten des Fundamentes durch den Einfluß des sog. passiven Erddruckes verhüten will (vergl. Art. 365, S. 254).

ε) wenn die Sohle der im Gebäude etwa anzulegenden unterirdischen Räume tiefer gelegen ist, als die obere Begrenzung der tragfähigen Bodenschicht, und

ζ) wenn das seitliche Ausweichen und Emporsteigen des Baugrundes verringert werden soll (vergl. Art. 362, S. 250).

4) Man führe das Fundament in eine solche Tiefe hinab, daß es vom schädlichen Einflusse des Wassers bewahrt bleibt (vergl. Art. 366, S. 255).

Von der Fundirungstiefe hängt zum großen Theile die Construction und Ausführung des Fundamentes ab. Für geringere Tiefen werden aufgebauete Fundamente (in ausgefachteter Baugrube von unten nach oben hergestellt), bei größeren Tiefen versenkte Fundamente (in den Boden eingetrieben oder mittels Grabe- und Baggararbeit gefenkt) angewendet.

369.
Einfluß
der
Fundirungs-
Tiefe.

f) Gründungsmethoden.

Die Wahl der Gründungsmethode hängt ab:

1) von der Natur des betreffenden Gebäudes und von der Art und Weise, wie dasselbe den Baugrund beansprucht (Eigengewicht des Gebäudes, ruhende und bleibende oder wechselnde und stoßende Belastung, Erschütterungen etc.);

2) von den Ansprüchen an die längere oder kürzere Zeit dauernde Erhaltung des Gebäudes (definitive und Interimsbauten, monumentale Bauwerke, einfachen Zwecken dienende Profanbauten etc.);

3) von der Beschaffenheit des Baugrundes;

4) von dem Vorhandensein von Wasser (ob Grundwasser, offenes fließendes, wellenschlagendes etc. Wasser) und anderen äußeren, den Baugrund beeinflussenden Factoren;

5) von den verfügbaren Baustoffen, maschinellen und sonstigen Hilfsmitteln;

6) von der verfügbaren Bauzeit, und

7) von den Kosten, welche die einzelnen Gründungsmethoden erzeugen.

370.
Wahl
der
Gründungs-
methode.

¹⁶⁵⁾ Diejenigen Regeln und Gesichtspunkte, von denen bereits ausführlicher die Rede war, sind durch kleineren Druck gekennzeichnet.

¹⁶⁶⁾ Vitruv sagt im III. Buche (Kap. 4): Das Erdreich ist bei Tempelbauten nicht nur so tief auszugraben, bis man, wo möglich, festen Boden erreicht, sondern auch noch in die feste Bodenschicht hinein, nach Maßgabe der Größe und Schwere des aufzuführenden Gebäudes.

371.
Einfluss
des
Baugrundes.

Unter diesen Factoren sind indeß die Beschaffenheit des Baugrundes und der Einfluss des Wassers in erster Reihe leitend bei der Wahl der Gründungsmethode.

Betreff des Baugrundes ist hierbei entscheidend:

- 1) ob die feste Bodenschicht, worauf das Fundament-Mauerwerk unmittelbar gesetzt werden kann, bereits in geringerer Tiefe sich vorfindet, oder
- 2) ob der tragfähige Baugrund erst in größerer Tiefe (innerhalb ziemlich weiter Grenzen, 3 bis 15 m) unter der Erdoberfläche zu finden ist, so daß er mittels Pfeilern, Pfählen, Senkbrunnen oder Senkröhren erreichbar ist, oder
- 3) ob die tragfähige Bodenschicht sich in noch größerer Tiefe befindet, so daß sie mit den eben angedeuteten Mitteln nicht erreicht werden kann.

372.
Einfluss
des
Wassers.

Der Einfluss des Wassers macht sich in negativem oder positivem Sinne geltend, in so fern

- 1) gar kein Wasser vorhanden ist, oder
- 2) Wasser sich zwar vorfindet — sei es Grundwasser oder offenes Wasser (letzteres ein im Hochbauwesen verhältnißmäßig sehr seltener Fall) — welches sich aus der Baugrube ausschöpfen läßt, oder
- 3) das vorhandene Wasser nicht ausgeschöpft werden kann.

373.
Gruppierung
und
Eintheilung
der
Fundirungen.

Vereinigt man die angeführten sechs Gesichtspunkte unter einander, so kann man die verschiedenen Gründungsweisen nach Art des neben stehenden Schemas¹⁰⁷⁾ gruppieren.

Für die nachfolgenden Betrachtungen erscheint es am zweckmäßigsten, die Grundbauten einzutheilen in¹⁰⁸⁾:

- 1) Aufgebaute Fundamente, welche von unten nach oben hergestellt werden, und
- 2) Versenkte Fundamente, deren Ausführung von oben nach unten geschieht — sei es, daß sie in den Boden eingetrieben werden, sei es, daß unter dem bereits fertigen Fundamentkörper der schlechte Boden nach und nach weggenommen wird.

374.
Kosten.

Es wurde in Art. 370 gesagt, daß auch die Kosten der Gründungsmethoden bei deren Wahl ausschlaggebend sein können. Man wird, zwei gleich gute Fundament-Constructionen vorausgesetzt, naturgemäß diejenige wählen, welche unter sonst gleichen Verhältnissen, die geringeren Kosten verursacht.

So z. B. wurde bei der Gründung gewisser Theile des neuen Reichstagshauses in Berlin durch eingehende Kostenberechnung die zweckmäßigste Methode ermittelt. Es berechnete sich 1 Quadr.-Meter Beton-Gründung unmittelbar auf dem 4,5 bis 5,0 m unter N. W. lagernden festen Kies, zu rund 86 Mark, die Herstellung eines Beton-Pfahlrosts, einschl. der Kosten für die Wasserhaltung zu rund 58 Mark; bei ersterer wäre noch hinzugekommen, daß ein Erdkörper von etwa 2000 qm Grundfläche und 4,5 bis 5,0 m Tiefe im Wasser auszuheben gewesen wäre, was einen bedeutenden Aufwand an Zeit und Geldmitteln erfordert haben würde. Die Gründung mittels Beton-Pfahlrost wurde deshalb vorgezogen¹⁰⁹⁾.

Die Kosten der einen oder anderen Gründungsweise können unter Umständen auch dann ausschlaggebend sein, wenn die verfügbaren Geldmittel sehr beschränkte sind; man wird häufig das billigere Gründungsverfahren wählen, wenn dasselbe auch weniger solide, als ein anderes, leider theureres ist.

Da, wie im vorstehenden Kapitel gezeigt wurde, eine große Zahl von Factoren und Einflüssen auf die Construction und Ausführung eines Fundamentes einwirken, da, wie das neben stehende Schema zeigt, auch die Zahl der verschiedenen Gründungs-methoden eine nicht geringe ist; so sind auch die absoluten Kosten der Fundamente sehr verschieden. Leider liegen brauchbare Angaben darüber nur in geringem Maße vor.

¹⁰⁷⁾ Dasselbe ist zum Theile dem im »Deutschen Bauhandbuch« (III. Theil. Berlin 1879. S. 26) von *Franzius* aufgestellten Schema nachgebildet.

¹⁰⁸⁾ Die häufig vorkommende Eintheilung in natürliche und künstliche Fundirung wurde, da sie jeder principiellen Grundlage entbehrt, hier nicht weiter beachtet.

¹⁰⁹⁾ Näheres in: Der Bau des Reichstagshauses in Berlin. Centralbl. d. Bauw. 1885, S. 25.

Bau- grund:	Wasser nicht vorhanden.	Wasser vorhanden als:		Wasser vorhanden, aber nicht aus- zuschöpfen.
		Grundwasser.	offenes Wasser, welches sich ausschöpfen läßt.	
in geringer Tiefe fest.	Unmittelbare Ausführung des Fundament-Mauer- werkes auf dem festen Baugrund.	1) Abgraben der lockern Bodenschicht, Aus- schöpfen des Wassers und a) Ausführung des voll b) Ausführung einzel- ner massiv ge- mauerten Funda- ment-Pfeiler mit Erdbogen. 2) Schwache Beton-Schicht zur Dichtung der Quellen.	1) Herstellung einer waf- serfreien Baugrube, Abgraben der lockern Bodenschicht und gemauerten Fundamentes; 2) Dichtung der Quellen.	1) Steinschüttung. 2) Beton-Schicht (durch Verfenken ohne Wasser- schöpfen herge- stellt).
in erreichbarer Tiefe fest.	Abgraben der lockeren Bodenschichten und 1) Ausführung des voll- gemauerten Funda- mentes; 2) Ausführung einzelner massiv gemauerten Fundament-Pfeiler, ohne oder mit Erd- bogen; 3) Beton-Schicht.	Abgraben der lockeren Bodenschichten bis un- ter den Grundwasser- spiegel und a) tief liegender Pfahl- rost; b) Beton-Schicht zur Dichtung der Quellen (mit oder ohne Wasser- schöpfen).	1) Herstellung einer waf- serfreien Baugrube und tief liegender Pfahlrost; 2) hoch liegender Pfahl- rost; 3) Gründung mittels eiserne Schrauben- pfähle.	1) Hoch liegender Pfahlrost; 2) Baggerung und a) Steinschüttung, b) Beton- Verfenkung. 3) Senkbrunnen. 4) Senkröhren.
nicht in erreichbarer Tiefe fest.	1) Verbreiterung des Mauerwerkes; 2) breite Beton-Schicht; 3) trockene Stein- packung; 4) Sandschüttung; 5) umgekehrte Ge- wölbe.	Abgraben der lockern Bodenschicht auf ange- messene Tiefe, jeden- falls bis unter den niedrigsten Grund- wasserpiegel, 1) Ausschöpfen des Wassers und a) Schwellrost, b) Sandschüttung, c) breite Beton-Lage, d) Pfahlrost oder Pfähle zur Dichtung des Baugrundes, e) umgekehrte Ge- wölbe, f) Steinpackung; 2) breite Beton-Schicht ohne Wasserschöpfen.	1) Herstellung einer waf- serfreien Baugrube, Abgraben der lockern Bodenschicht in an- gemessene Tiefe und 2) Hoch liegender Pfahl- rost; 3) Gründung mittels eiserne Schrauben- pfähle.	Belastung des Bau- grundes um das Fundament herum und 1) Senkbrunnen, 2) Senkröhren.
Be- merkungen:	Holz nicht zu ver- wenden.	Holz unter Wasser zulässig; genaue Arbeit möglich.		Holz unter Wasser zulässig; weniger genaue Arbeit.

In den von *Endell* und *Frommann*, bezw. *Witthoff*¹⁷⁰⁾ veröffentlichten »Statistischen Nachweisen, betreffend die in den Jahren 1871 bis einschl. 1880 vollendeten und abgerechneten Preussischen Staatsbauten« sind auch die Kosten der »künstlichen Fundirungen« für 1 qm bebaute Grundfläche angegeben. Da indess die Angaben über die Gründungstiefen fehlen, so sind Kostenvergleiche nicht gut anzustellen. Geeigneter hierzu wären Angaben über den Preis für 1 cbm Grundbau (bebaute Grundfläche \times Gründungstiefe), weil die Kosten von der Gründungstiefe in hohem Maße abhängig sind; allerdings kommt der Einfluß der letzteren in der angewandten Fundirungs-Methode einigermaßen zum Ausdruck.

Im Folgenden wird mehrfach Gelegenheit sein, der Kosten der verschiedenen Fundament-Constructions Erwähnung zu thun.

¹⁷⁰⁾ In: Zeitschr. f. Bauw. (Auch als Sonderabdruck erscheinend.)

2. Abschnitt.

Aufgebaute Fundamente.

375-
Uebersicht.

Für die aufgebauten Fundamente ist kennzeichnend, daß sie fast stets die Herstellung einer Baugrube erfordern, auf deren Sohle das Fundament unmittelbar (von unten nach oben) zur Ausführung kommt. Nur in sehr seltenen Fällen kann von der Ausschachtung einer Baugrube abgesehen werden; denn es ist nur bei sehr wenigen zu Tage liegenden, vollkommen widerstandsfähigen Felsarten zulässig, ein Bauwerk unmittelbar darauf zu setzen. Das im Hochbauwesen am häufigsten angewendete Gründungsverfahren besteht vielmehr darin, daß man die oberen, lockeren Bodenschichten abgräbt und auf diese Weise einen Baugrund zu erreichen trachtet, der vollkommen tragfähig oder doch so widerstandsfähig ist, daß man durch eine geeignete Fundament-Construction unmittelbar darauf gründen kann; in manchen Fällen (bei großer Fundirungs-Tiefe, z. B. tief gelegenen Souterrain-Räumen etc.) ist man genöthigt, auch noch einen Theil der tragfähigen Bodenschicht auszuheben. Die Sohle einer derart hergestellten Baugrube muß eine Gestalt und Lage erhalten, welche der Form und Lage der Fundament-Basis entspricht (vergl. Art. 355 u. 356, S. 245 bis 247); auf der Sohle der Baugrube wird das Fundament »aufgebaut«, daher die im Vorliegenden gewählte Bezeichnung »aufgebaute Fundamente«.

Diese Gründungsmethode ist den anderen Methoden unbedingt vorzuziehen, weil sie gestattet, die Beschaffenheit des Bodens in allen Einzelheiten kennen zu lernen, die Sohle der Baugrube zu ebnen und zu reinigen und darauf das Fundament mit der erforderlichen Sorgfalt herzustellen. Am vortheilhaftesten ist es hierbei, die Baugrube in solcher Tiefe auszuheben, daß ihre Sohle durch eine vollkommen tragfähige Bodenschicht gebildet wird; alsdann läßt sich auf derselben ohne Weiteres die Fundament-Mauerung ausführen, wodurch gemauerte Fundamente entstehen. Diesem Verfahren giebt man mit Recht den Vorzug vor anderen. Ist es mit Rücksicht auf die Kosten oder aus anderen Gründen nicht statthaft, ein durchgehendes (volles) Fundament-Mauerwerk auszuführen, so trachtet man wenigstens einzelne Fundament-Pfeiler auf den tragfähigen Baugrund zu setzen.

Kann man jedoch mit der Fundament-Basis nicht auf eine genügend widerstandsfähige Bodenschicht herabgehen, so sind entweder geschüttete oder Schwellrost-Fundamente in Ausführung zu bringen; zu ersteren gehören die aus Beton- und Sandschüttungen gebildeten Fundamente.

Vorstehend wurde im Wesentlichen die Gründung von Bauwerken berücksichtigt, die auf der festen Erdoberfläche zu errichten sind. Für Bauwerke, die am oder im offenen Wasser ausgeführt werden sollen, wird die Baugrube durch geeignete Um-

schliessungswände begrenzt und auch innerhalb dieser die allenfalls vorhandene lockere Bodenschicht beseitigt, um auf ganz tragfähigem oder doch genügend widerstandsfähigem Baugrund unmittelbar fundiren zu können.

Auch bei den versenkten Fundamenten wird nicht selten die Herstellung einer Baugrube erforderlich; doch reicht alsdann deren Sohle niemals bis auf die tragfähige Schicht, und es wird auch nicht auf dieser Sohle das Fundament von unten nach oben aufgebaut.

Im vorliegenden Abschnitt wird zunächst die Herstellung der Baugrube besprochen und alsdann an die Vorführung der verschiedenen Arten von aufgebauten Fundamenten gefchritten werden.

1. Kapitel.

Baugrube.

a) Baugrube im Trockenem.

376.
Fundament-
Gräben
und
Baugrube

Wenn die Fundamente eines Gebäudes ausgeführt werden sollen, so werden entweder blofs die für die Aussen- und Innenwände desselben erforderlichen Baugruben ausgehoben; wodurch dieselben in die sog. Fundament-Gräben übergehen. Oder es werden, falls unter dem Gebäude Keller oder andere unterirdische Räume vorhanden sein sollen, auch für diese die Ausschachtungen vorgenommen, sonach eine einzige grofse Baugrube gebildet. In diesem Falle wird zunächst die Baugrube bis zur Sohle der anzuordnenden Souterrain-Räume ausgehoben, und erst innerhalb dieser werden die Fundament-Gräben ausgeschachtet.

Dieses Verfahren darf nicht Anwendung finden, wenn das zu errichtende Gebäude unmittelbar an schon bestehende Gebäude stöfst und der Bestand der letzteren durch das Ausheben der grofsen Baugrube gefährdet würde. In solchen Fällen sind zunächst nur die Fundament-Gräben für jene Mauern auszufchachten, die winkelrecht zum Nachbargebäude gerichtet sind; durch sofortige Ausführung der betreffenden Grundmauern wird eine Verstrebung der Nachbargebäude bewirkt.

Eine einheitliche Baugrube wird auch dann zur Ausführung gebracht, wenn es sich um die Fundirung von Bauwerken handelt, die gröfsere geschlossene Massen bilden, wie Gedächtnisfäulen, Obeliske, monumentale Brunnen und andere Denkmale.

377.
Abmessungen
und
Querschnitt.

Die Tiefe der Baugruben, bzw. der Fundament-Gräben ist durch die Bodenbeschaffenheit und durch die Fundament-Construction bedingt; sie ergibt sich aus den in Art. 368 (S. 258) entwickelten Grundsätzen. Die wagrechten Abmessungen gröfserer Baugruben übertreffen in der Regel die Grundrifs-Dimensionen des zu fundirenden Bauwerkes. Es wird meist um die Grundrifsfigur des letzteren ein Umgang gebildet, der mindestens so breit ist, dafs darauf ein Mann stehen kann, also mindestens 30, besser 50 cm; bei gröfseren Fundirungen wird bisweilen an einer oder auch an zwei Seiten ein Umgang angeordnet, der auch zur Lagerung und Fortbewegung verschiedener Materialien zu dienen hat und dann eine Breite von 1,0 bis 1,5 m erhält.

Die Fundament-Gräben erhalten häufig keine gröfsere Sohlenbreite, als sie durch die Breite der Fundament-Basis und durch die von der Zimmerung beanspruchte Breite bedingt ist.

Der Rauminhalt der auszufchachtenden Bodenmassen ist am geringsten, wenn die Wandungen der Baugrube lothrecht sind. Bei geringer Tiefe und festerem Erd-

reich läßt sich eine derartige Begrenzung ohne Weiteres erzielen; sonst muß eine Zimmerung zu Hilfe genommen werden. Letztere erzeugt nicht selten große Kosten, so daß es unter Umständen billiger sein kann, wenn man die Baugrube mit geböschten Wandungen aushebt; eine vergleichende Kostenberechnung ist in der Regel ausschlaggebend, den Fall ausgenommen, daß es überhaupt unzulässig ist, die Baugrubenwandungen anders als lothrecht herzustellen.

Der letztgedachte Fall tritt namentlich bei städtischen Bauten ein, wo man durch Lagerung des ausgegrabenen Bodens, der Baumaterialien, durch Gerüste etc. schon so viel Raum in Anspruch nimmt, daß von geböschten Grubenwandungen kaum die Rede sein kann.

1) Baugruben ohne Zimmerung.

Fester Felsen, fest gelagertes Gerölle etc., kurz aller Boden, der in Art. 327 (S. 232) als »sehr gut« und als »gut« bezeichnet worden ist, kann in lothrechter Begrenzung abgesprengt, bzw. abgegraben werden. Auch etwas looser (»ziemlich guter«) Boden bleibt auf geringe Tiefen lothrecht anstehen; insbesondere ist dies häufig bei den Fundament-Gräben der Fall, die innerhalb der erschlossenen Baugrube noch besonders ausgehoben werden und meist eine nur geringe Tiefe erhalten (Fig. 635).

Bei größerer Tiefe und bei noch lockerem (»schlechtem«) Boden werden die Gruben-, bzw. Grabenwandungen geböschet ausgeführt (Fig. 634); die Böschung wird, um an Ausschachtungsmasse zu sparen, möglichst steil angelegt. Hat der abzugrabende Boden einigen Zusammenhang und ist die Tiefe keine zu große, so genügt in der Regel eine halbmale¹⁷¹⁾ Böschung (Fig. 635); sehr tiefe Baugruben und Fundament-Gräben in leicht beweglichem Erdreich erhalten ein-, anderthalbmale, selbst noch flachere Böschungen (Fig. 636). Die geböschten Wandungen tiefer Baugruben erhalten in lothrechten Abständen von 1,5 bis 2,0 m wagrechte Abätze *A* (Fig. 636), welche Bermen, Bänke oder Bankete heißen; dieselben vermehren die Haltbarkeit der Böschungen; von oben herabfallende Erdtheilchen werden daselbst aufgehalten; auch werden sie zur Lagerung und zur Fortbewegung von Materialien benutzt. Derlei Bermen sollten nicht weniger als 40 bis 50 cm Breite erhalten.

378.
Baugruben
ohne
Zimmerung

Fig. 634.



Fig. 635.



Fig. 636.

¹⁷¹⁾ Die Bezeichnungen halbmale, dreiviertelmale, einmalig, fünfviertelmale, anderthalbmale etc. geben bei den Böschungen der Erdkörper das Verhältniß $\frac{a}{l}$ (siehe neben stehende Figur) oder die Cotangente des Böschungswinkels α an.



2) Baugruben mit Zimmerung.

379.
Baugruben
mit
Zimmerung

Soll eine Baugrube mit lothrechten Wandungen in einem Boden hergestellt werden, der ohne Stützung in solcher Begrenzung nicht stehen bleibt, so muß eine sog. Zimmerung, Absteifung, Abspreizung oder Bölzung der Grubenwandungen vorgenommen werden. Dieselbe wird in Holz ausgeführt und besteht im Wesentlichen darin, daß man an das zu stützende Erdreich eine Verschalung oder Bekleidung aus stärkeren Brettern oder Bohlen legt und diese durch weitere Holzer entsprechend stützt. Die Schalbohlen können wagrecht oder lothrecht gelegen sein; hiernach soll im Folgenden zwischen wagrechter und lothrechter Zimmerung unterschieden werden.

Eine gute Baugruben-Zimmerung soll folgende Bedingungen erfüllen:

a) Die Zimmerung soll so fest sein, daß sie dem in und neben der Baugrube beschäftigten Personal die nötige Sicherheit gewährt.

β) Die Zimmerung soll möglichst wenig Holz erfordern, nicht nur, damit sie thunlichst geringe Kosten erzeugt, sondern auch aus dem Grunde, um den Raum in der Baugrube thunlichst wenig zu verengen.

γ) Um die zur Zimmerung dienenden Hölzer später anderweitig verwenden zu können, sollen sie möglichst wenig behauen und geschnitten, überhaupt möglichst wenig bearbeitet werden.

δ) Die Schalbohlen sollen, so weit als thunlich, nur mit der Hand einzusetzen sein.

ε) Die verschiedenen Zimmerungshölzer sollen nach dem Gebrauch sich leicht entfernen lassen; beim Beseitigen derselben soll der anstehende Boden nicht zusammenbrechen.

ζ) Die Zahl der erforderlichen Holzforten soll eine möglichst geringe sein.

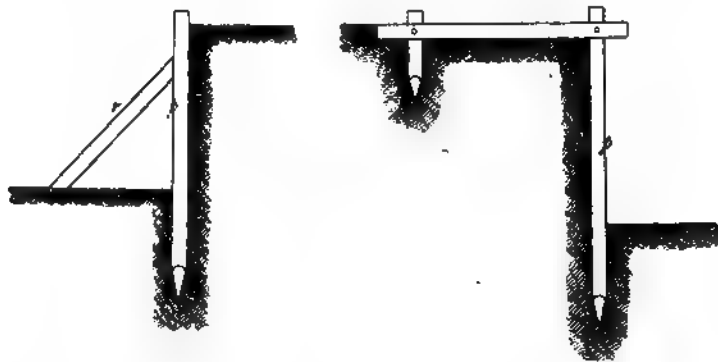
380.
Wagrechte
Zimmerung.

α) Wagrechte Zimmerung. Handelt es sich um die Zimmerung einer ausgedehnten Baugrube, so werden vor die Wandungen derselben in Abständen von 1,25 bis 2,00 m Pfähle p (Fig. 637) in den Boden geschlagen, hinter welche man die Schalbohlen b legt und die letzteren mit Erde hinterfüllt. Je größer der Erd-
druck ist, auf eine desto größere Tiefe sind die Pfähle einzurammen; erforderlichen Falles stützt man sie durch Streben r (Fig. 638) oder verankert sie nach rückwärts,

Fig. 637.

Fig. 638.

Fig. 639.



wie dies aus Fig. 639 ersichtlich ist. Die Stöße der Schalbohlen müssen auf einen Pfahl treffen; noch besser ist es, die Bohlen nicht an einander stoßen, sondern einander übergreifen zu lassen. Letzteres empfiehlt sich namentlich dann, wenn der zu stützende Boden feinkörnig, naß und leicht beweglich ist, so daß er unter Umständen aus den Fugen herausquillen würde. In einem solchen Falle werden auch die wagrechten Fugen zwischen den über einander liegenden Schalbohlen durch besondere Leisten gedeckt.

Wenn enge und lang gestreckte Baugruben, bzw. Fundament-Gräben gezimmert werden sollen, so ändert man den eben beschriebenen Vorgang dahin ab, daß man die zwei entgegengesetzten Wandungen wechselseitig gegen einander absteift; alsdann ist das Einschlagen von Pfählen nicht mehr erforderlich.

Bisweilen ist der Boden so haltbar, daß es genügt, nur an einzelnen Stellen Schalbohlen *b* (Fig. 640) an das Erdreich anzulegen und durch Steifen oder Spreizen *s* an dasselbe anzudrücken; hierbei wird man, dem wachsenden Erd-
druck entsprechend, die Zahl der Bohlen und Steifen nach unten zunehmen lassen. Bei lockerem Boden müssen beide Grubenwände vollständig verschalt werden (Fig. 641 u. 642). Um den Druck, den mehrere über einander gelegene Bohlen *b* empfangen, auf eine gemeinschaftliche Steife *s* zu übertragen, ordnet man in diesem, wie im vorhergehenden Falle in Abständen von 1,50 bis 2,00 m lothrechte Hölzer *a* an, zwischen denen die Steifen eingezogen werden. Da die Längen der letzteren nicht immer genau passen, so wird zwischen dem einen Hirnende derselben und dem betreffenden lothrechten Holze ein Keil eingetrieben.

Die lothrechten Hölzer *a* bestehen entweder aus mehreren Stücken (Fig. 641) oder aus einem einzigen Stück (Fig. 642); letzteres ist für besonders starke Zimmerungen zu empfehlen. Indefs können beim Ausschachten der Baugrube die Steifen *s* und die lothrechten Hölzer *a* nicht sofort in die durch die oben stehenden Figuren veranschaulichte Lage gebracht werden; denn es würde sonst nicht möglich sein, unterhalb einer schon verlegten Schalbohle eine weitere anzubringen. Deshalb müssen während der Grabearbeit die Steifen nur vorläufig eingesetzt werden; die lothrechten Hölzer werden erst später angebracht.

Weder die Steifen *s*, noch die lothrechten Hölzer *a* brauchen scharfkantig behauen zu sein; bei ersteren kann man jede Bearbeitung entbehren; letztere müssen an zwei Seiten regelmäßig behauen werden. Die Schalbohlen *b* erhalten 4 bis 6 cm Dicke; nicht selten läßt man ihre Dicke von oben nach unten zunehmen. Die Steifen *s* erhalten, je nach der geringeren oder größeren Breite der Baugrube, 12 × 12 bis 15 × 15 cm Querschnittsabmessung. Für die lothrechten Hölzer *a* verwendet man entweder Bohlen von der eben angegebenen Dicke oder, bei bedeutenderem Drucke, Hölzer von 8 bis 10 cm Dicke.

In solcher Weise lassen sich Baugruben von ziemlich großer Tiefe (bis 8 m) auszimmern, wenn das Grundwasser nicht hindernd entgegentritt. Zeigen sich beim Ausschöpfen desselben Schwierigkeiten, so wird das Anbringen weiterer Schalbohlen erschwert, bei sehr starkem Wasserandrang sogar unmöglich gemacht. Alsdann wird die wagrechte Zimmerung nur bis etwas über den Grundwasserspiegel fortgesetzt, und von hier aus werden lothrecht und dicht neben einander gestellte Bohlen in den Boden eingetrieben, sonach eine lothrechte Zimmerung angewendet (Fig. 643).

Fig. 640.

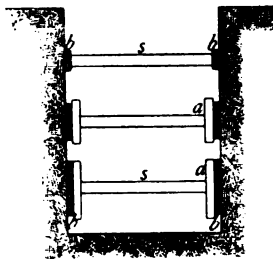


Fig. 641.

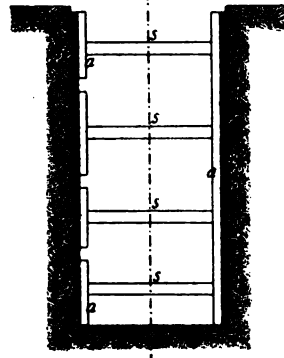
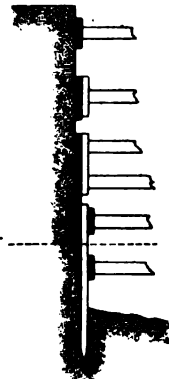


Fig. 642.

Fig. 643.



381.
Lothrechte
Zimmerung.

β) Lothrechte Zimmerung. Diese kommt hauptsächlich nur für engere Baugruben, bezw. für Fundament-Gräben in Anwendung. Die lothrecht gestellten Schalbohlen *b* (Fig. 644) werden, je nach der Gröfse des Erddruckes, in Zwischenräumen oder dicht neben einander angeordnet; sie werden in demselben Mafse durch Hammerschläge nachgetrieben, als die Ausschachtung der Baugrube nach der Tiefe

Fig. 644. Fig. 645.

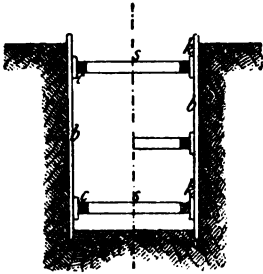
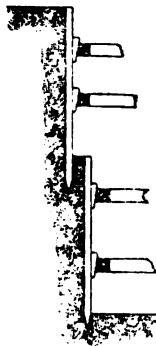


Fig. 646.



fortschreitet. Der Druck der Schalbohlen wird auf Gurt-hölzer *c* übertragen, zwischen welche die Steifen *s* eingesetzt werden. Es sind mindestens zwei Reihen von Gurthölzern erforderlich, die eine oben, die andere unten; längere Schalbohlen werden nachträglich noch durch Zwischengurte gegen Ausbauchen geschützt (Fig. 645). Keile *k* dienen zur kräftigeren Absteifung der Schalbohlen gegen die Gurthölzer.

Ist die Baugrube sehr tief und der Boden locker, so wird der Erddruck sehr groß und die Reibung zwischen Grubenwandung und Schalbohlen sehr bedeutend. Das Eintreiben der letzteren erfordert alsdann einen großen Kraftaufwand; damit die Bohlen den heftigen Hammerschlägen widerstehen und am Kopfe nicht zerpalten, ist es angezeigt, den letzteren mit einem Eisenring zu umgeben. Auch empfiehlt es sich, die Keile *k* etwas zu lüften, sobald die Bohlen nachgetrieben werden sollen.

Auch hier ist es nicht nothwendig, Steifen und Gurt-hölzer scharfkantig zu behauen; erstere erhalten dieselben Querschnittsabmessungen, wie im vorhergehenden Falle, die letzteren 10 bis 12 cm Dicke. Die Bohlen werden je nach der Tiefe der Baugrube 4 bis 6 cm stark gewählt und in Längen von 2,0 bis 2,5 m angewendet. Bei größerer Grubentiefe wird unter die erste Bohlenreihe noch eine zweite Bohlenreihe mit neuen Gurthölzern, wenn nöthig noch eine dritte etc. Reihe angeordnet. Damit die Grube nach unten zu nicht enger werde, ist jede neue Bohlenreihe schräg zu führen (Fig. 646).

Eine derartige Baugruben-Zimmerung wird besonders schwierig, wenn die Bodenbeschaffenheit wechselt, wenn man unter die Fundament-Sohle benachbarter Gebäude zu gehen hat, wenn viel Wasser zu bewältigen ist, wenn neben der Baugrube Gegenstände sich im Boden befinden, welche gegen jede, selbst noch so geringe Bewegung zu schützen sind, wie Steinzeugrohre etc.¹⁷²⁾

Handelt es sich um die Zimmerung enger und sehr tiefer Baugruben, so übergeht die vorstehend beschriebene Grubenzimmerung in die im Berg- und Tunnelbau übliche Schachtzimmerung¹⁷³⁾.

Ist eine Baugrube in stark nassem und leicht beweglichem Boden, der ein unmittelbares Wasserschöpfen nicht gestattet, herzustellen, so treibt man statt der Schalbohlen stärkere Spundbohlen oder -Pfähle ein; wenn nothwendig, erhöht man die durch die Spundung hervorgebrachte Dichtung noch durch einen Thonschlag etc.

γ) Ein Vergleich beider Zimmerungsmethoden ergibt für die wagrechte Zimmerung folgende Vortheile:

- a) Man ist in den Längenabmessungen der Hölzer nur wenig beschränkt.
- b) Die Schalbohlen leiden nicht so sehr, wie bei der lothrechten Zimmerung (in Folge der Hammerschläge).

¹⁷²⁾ Eine zweckmäßige Zimmerungsmethode für solche Fälle theilt *Manck* mit in: Deutsche Bauz. 1871, S. 227.

¹⁷³⁾ Ueber den bergmännischen Ausbau von Schächten vergl.:

RZIHA, F. Lehrbuch der gesammten Tunnelbaukunst. 2. Band. Berlin 1872. S. 426.

SERLO, A. Bergbaukunde. 2. Aufl. 1. Band. Berlin 1873. S. 289.

SICKEL, C. A. Die Grubenzimmerung. 2. Abth. Schachtzimmerung etc. Freiberg 1873.

SCHOEN, J. G. Der Tunnel-Bau. 2. Aufl. Wien 1874. S. 133.

382.
Vergleich
der
Zimmerungen.

c) Man kann in einfacher Weise, dem mit der Tiefe zunehmenden Erddrucke entsprechend, die Zimmerung nach unten an Stärke zunehmen lassen.

b) Die wagrechte Zimmerung kommt unter gewöhnlichen Verhältnissen bei engen und lang gestreckten Baugruben von nicht zu großer Tiefe billiger zu stehen, als die lothrechte Zimmerung.

e) Erftere verdient bei ausgedehnteren Baugruben, bei denen sich nicht eine Wand gegen die andere absteifen läßt, unbedingt den Vorzug; die lothrechte Zimmerung läßt sich in einem solchen Falle nicht einfach genug in Anwendung bringen.

Dagegen zeigt die lothrechte Zimmerung nachstehende Vortheile:

a) Dieselbe läßt sich nach unten, namentlich bei größeren Tiefen, leicht fortsetzen.

b) Sie erzeugt, namentlich im unteren Theile, in Folge der kleineren Zahl von Steifen, eine geringere Einengung des Raumes in der Baugrube, wodurch der Verkehr erleichtert wird.

c) Man kann jede Schalbohle durch einen Keil besonders an das Erdreich andrücken.

b) Selten geht eine oder die andere Schalbohle dadurch verloren, daß sie sich aus dem Grunde nicht mehr herausziehen läßt.

e) Starker Grundwasserandrang ist weniger störend, wie bei der wagrechten Zimmerung.

In allen Fällen, wo man es mit besonders nassem und lockerem Boden und mit Baugruben von geringer Länge zu thun hat, ist die wagrechte Zimmerung der lothrechten vorzuziehen.

3) Ausschachtung und Trockenlegung.

Die Lösung des auszuhebenden Bodens geschieht meist mittels Grabarbeit, bei festem Gestein mittels Sprengarbeit; die Einzelheiten dieser Bodengewinnung werden im Abschnitt über »Bauführung« (Anhang I. zum III. Theile dieses »Handbuches«) behandelt werden. Die Beseitigung der gelösten Bodenmassen aus der Baugrube geschieht meist mittels Schaufelwurf; bei größerer Tiefe (über 2^m) wird ein Umwerfen erforderlich, wozu Zwischengerüste nothwendig sind, wenn nicht die schon erwähnten Bermen dazu verwendet werden. Bei Tiefen, die etwa 4 bis 6^m überschreiten, wird die Emporfchaffung mittels Eimer und Haspelwelle vorteilhafter. Auch über den Erdtransport ist in der »Bauführung« das Nähere zu finden.

383.
Ausschachtung.

Tritt in die Baugrube kein Wasser ein, so kommt zur Lösung und Beseitigung der Bodenmassen erforderlichen Falles nur noch die Zimmerung der Baugrube hinzu. Reicht jedoch die Ausschachtung unter den Grundwasserspiegel, so ist als vierte Arbeit noch die Trockenlegung der Baugrube in Betracht zu ziehen. Diese Arbeit ist nur dann entbehrlich, wenn man die Lösung des Bodens mittels Bagger-Apparaten unter Wasser vornimmt; doch kommt dies im Hochbauwesen verhältnißmäßig selten vor.

384.
Trocken-
legung
etc.

Das Trockenlegen der Baugrube geschieht in verschiedener Weise:

a) Man gräbt um die Baustelle eine Rinne, in welche das Wasser während der Arbeit abfließt.

β) Man legt neben der Baugrube BrunnenSchächte an, und zwar nach der Richtung hin, von welcher die Wasseradern herzufließen; in diesen Schächten wird der Wasserspiegel so tief abgefenkt, daß er unter der Sohle der Baugrube gelegen

ist; man schafft durch dieses Mittel nicht nur eine trockene, sondern auch eine feste Baugrube.

γ) Man schöpft das Wasser mittels Pumpen oder anderer Wasserschöpfmaschinen aus. Die Beschreibung dieser Maschinen gehört in den Anhang über »Bauführung«. Deshalb sei hier nur erwähnt, daß man häufig auf der Sohle der Baugrube noch eine kleine Grube, den sog. Sumpf herstellt, aus dem das Schöpfwerk das Wasser unmittelbar hervorholt.

Man erreicht durch Anlage eines Sumpfes den Vortheil, daß man die Sohle der Baugrube ganz wasserfrei machen kann und daß sich darin die groben Verunreinigungen des zu schöpfenden Wassers ablagern. Indess erweisen sich solche Stümpfe nicht immer zweckmäßig; man schafft häufig durch derartige Vertiefungen dem Zudrange des Wassers ein besonders günstiges Gefälle, und es wird eine große Geschwindigkeit erzeugt. Hierdurch wird nicht selten ein Aus- und Unterwaschen des später herzustellenden, gemauerten oder betonirten Fundamentkörpers eingeleitet. Man muß deshalb, falls man einen Sumpf anlegt, solche Stellen vermeiden, durch deren Vertiefung man dem Grundwasser einen besonders kräftigen Zutritt verschaffen würde.

Befondere Vorsicht erfordert die Trockenlegung der Baugrube in kieselgem und sandigem Boden; da solches Bodenmaterial stark durchlässig ist, so dringt das Wasser bisweilen um so heftiger nach, je kräftiger man schöpft. Auch wird Sand- und feiner Kiesboden durch den andauernden Wasserzutritt merklich gelockert; grober Kiesboden leidet darunter nicht; feiner Sand wird in Triebsand verwandelt.

In solchen Fällen muß eine Dichtung der Baufohle mittels einer Beton-Schicht vorgenommen werden; wird auch für die Seitenwände der Baugrube eine Dichtung erforderlich, so schlägt man Spundwände. Auch das Kalfatern der Fugen zwischen den Schalbohlen der Grubenzimmerung ist mit Erfolg in Anwendung gekommen.

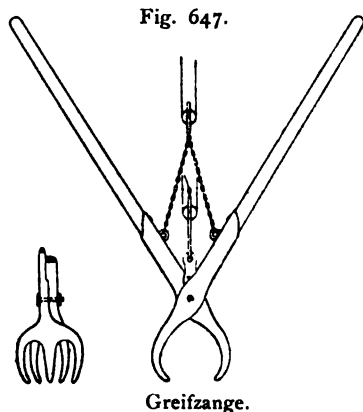
In manchen Fällen zeigen sich in der Baugrube einzelne Quellen; man trachte dieselben zu verschließen, bezw. unschädlich zu machen, theils um an Wasserschöpfen zu sparen, theils um eine Auflockerung des Bodens zu verhüten.

Mittel hierzu sind:

α) Man ermittelt den Lauf der Quelle und fängt dieselbe an einem oberhalb gelegenen Punkte ab.
β) Man verstopft die Quelle, am einfachsten durch Einschlagen eines hölzernen Pfahles; dieses Mittel hat nicht immer den erwünschten Erfolg, namentlich nicht in stark durchlässigem Boden, weil in Folge des erhöhten Druckes das Wasser sich einen anderen Weg sucht; an einer anderen Stelle entsteht eine neue Quelle.

γ) Man sperrt die Quelle durch eine dichtende Beton-Schicht ab.

δ) Man treibt ein eisernes Rohr von entsprechender Höhe in die Quelle; das Wasser der letzteren steigt im Füllungsrohr empor, wenn gehöriger Druck vorhanden ist, sogar über den Grundwasserspiegel.



Bisweilen müssen aus der Baugrube größere Steine, Baumstämme, Pfähle etc. unter Wasser hervorgeholt werden.

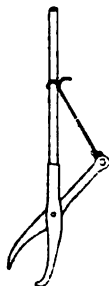
Baumstämme und Pfähle werden am besten mittels Ketten hervorgeholt; das Fassen derselben geschieht dadurch, daß man die Kette mit einer Leine unter dem Stamm hindurchzieht; letztere wird mittels eines mit langem Stiel versehenen eisernen Bügels durchgesteckt. Für kleinere Stämme verwendet man lange Holzschrauben, an denen die Kette befestigt ist und die von oben eingeschraubt werden.

Größere Steine werden mittels der Teufelsklaue oder Greifzange (Fig. 647) gehoben; zum Grundzangen.

Fig. 648.



Fig. 649.



Hervorholen kleinerer Gegenstände dient die Grundzange, die entweder mittels Kette (Fig. 648) oder mittels Stiel (Fig. 649) gehandhabt wird.

Der Wolf, der zum Verfetzen von Quadern dient, kann für das Heben von Steinen gleichfalls Verwendung finden; sehr große Steine zerkleinert man wohl auch zunächst durch Sprengen mittels Pulver oder Dynamit.

b) Baugrube am und im Wasser.

Bisweilen sind Baugruben auszuschachten und trocken zu legen, in deren Nähe sich ein offener Wasserlauf, ein Teich, ein See etc. befindet. Besteht der Erdkörper zwischen Baustelle und Wasser aus einem durchlässigen Material, wie Kies, Sand etc., so würden beim Ausschöpfen des Wassers aus der Baugrube die im vorhergehenden Kapitel schon angedeuteten Uebelstände eintreten. Deshalb dichte man in einem solchen Falle jene Seitenwandung der Baugrube, welche dem offenen Wasser zugekehrt ist; am einfachsten und vortheilhaftesten geschieht dies durch eine kräftige Spundwand, deren Wasserdichtheit man, wenn dies nothwendig werden sollte, auch noch durch einen hinter dieselbe zu bringenden Thonschlag erhöhen kann.

Bei Bauwerken, die unmittelbar am Wasser, an einem Fluß, See etc. zu errichten sind, wird die Baugrube an drei Seiten durch das anstehende Erdreich zu begrenzen sein, während an der vierten, dem Wasser zugekehrten Seite ein künstlicher Abschluß gebildet werden muß. Derselbe kann aus einer Spundwand, einer Pfahlwand oder einem Fangdamm bestehen; derlei Wände müssen stets ein genügendes Stück in den Uferboden hinein fortgesetzt werden, damit ein Hinteraspülen derselben verhütet wird.

Daß Hochbauten unmittelbar an einem Flusse, See etc. auszuführen sind, ist ein verhältnißmäßiger seltener Fall; noch viel seltener kommt es vor, daß Hochbauten im offenen Wasser selbst errichtet werden sollen. Es wird deshalb gerechtfertigt sein, wenn im Nachstehenden die Herstellung der Baugrube im Wasser nur in allgemeinen Umrissen behandelt, im Uebrigen jedoch auf jene Literatur¹⁷⁴⁾ verwiesen wird, die sich mit der Gründung der Strombrücken-Pfeiler und anderer im offenen Wasser zu errichtenden Ingenieur-Bauwerke beschäftigt.

Soll im offenen Wasser eine Baugrube hergestellt werden, so ist die Baustelle durch dichte Umschließungswände an allen Seiten zu begrenzen. Das Maß der zu erreichenden Wasserdichtheit hängt davon ab, ob man die Baugrube ausschöpfen oder ob man nur erzielen will, daß das in der Baugrube befindliche Wasser keine Strömung hat. Das letztere genügt u. A., wenn man ein Beton-Fundament unter Wasser ausführen will.

Nach Vollendung des Fundamentes werden die Umschließungswände ganz oder zum größten Theile entfernt.

Die Umschließung der Baugrube im Wasser geschieht, je nach dem Baugrund, dem Baustoff und der Wassertiefe:

1) Durch Spundwände. Die Construction solcher Wände ist bereits in der vorhergehenden Abtheilung (Art. 154 u. ff., S. 109) besprochen worden. Es ist nur

¹⁷⁴⁾ SCHWARZ, F. Der Grundbau. Berlin 1865. S. 13.

PROMNITZ, J. Die Fangdämme, Spundwände, Rammen und Wassererschöpfmaschinen in ihrer Anwendung bei den Gründungen. Halle 1869.

HAGEN, G. Handbuch der Wasserbaukunst. I. Theil, 2. Band: Fundirungen. 3. Aufl. Berlin 1870.

FELDEGG, E. v. Allgemeine Constructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. Baummeister. Carlsruhe 1879. II. Theil. Fundirungen. S. 478.

KLASEN, L. Handbuch der Fundirungsmethoden. Leipzig 1879. S. 95.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 1. Band. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 356.

385.
Baugrube
am
Wasser.

386.
Baugrube
im
Wasser.

schwer möglich, mittels einer Spundwand eine vollkommen wasserdichte Umschließung der Baugrube zu bilden; sie empfiehlt sich deshalb insbesondere für jene Fälle, in denen man Fundamente aus Sandschüttungen, Beton, Beton-Pfahlrosten etc. herzustellen beabsichtigt.

Soll die Wasserdichtheit einer Spundwand erhöht werden, so muß man dies durch wasserdichte Leinwand, durch Ausstopfen der Fugen mit Werg oder Moos, durch Eingießen von Cement in die Fugen etc. zu erreichen trachten. Ist der Wasserdruck groß, so müssen die Spundwände noch gestützt werden, was entweder durch vertrebte Pfähle oder durch Steinschüttungen geschehen kann.

Die Spundwand bleibt mit dem unteren Theile (nachdem der obere Theil abgechnitten worden ist) häufig als Schutz des Fundamentkörpers gegen Unterwaschung, gegen Ausweichen des Baugrundes etc. stehen.

2) Durch Pfahlwände. Bei größerer Wassertiefe ist der Wasserdruck so groß, daß Spundwände nicht mehr die nöthige Standfestigkeit haben; alsdann werden

Fig. 650.

Fig. 651.

Fig. 652.



Pfahlwände.

sie durch 25 bis 30 cm starke Pfahlwände (Fig. 650 bis 652) ersetzt. Die Pfähle erhalten an der Langseite keine Spundung; daher ist die Wasserdichtheit einer solchen Wand noch geringer als bei der Spundwand.

Die Dichtung wird mit den gleichen Mitteln, wie vorher, erzeugt.

3) Durch Erddämme. Ist man im Raume nicht beschränkt und ist die Wassertiefe nicht groß, so kann man die Baugrube mit Erddämmen umschließen. Der Grad der Wasserdichtheit ist nicht bedeutend; man kann dieselbe vermehren, wenn man eine Stülpwand (siehe Art. 185, S. 129) errichtet und die Erde gegen diese schüttet.

Uebersteigt die Wassertiefe etwa 1 m, so schlägt man rings um die Baustelle Pfahlreihen (lothrecht oder auch schräg) ein, überdeckt dieselben durch Holme und lehnt gegen dieselben eine Bretter- oder Bohlenwand. Gegen die letztere kommt die Erdschüttung zu liegen.

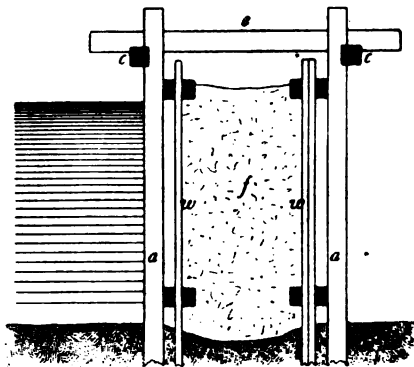
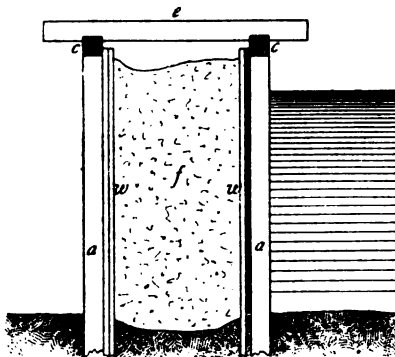
Sand, Kies etc. sind für solche Dämme ungeeignet. Klauboden, Thon mit Sand gemengt, Mist, Dünger etc. eignen sich am besten.

4) Durch Kastenfangdämme. Die größte Standfestigkeit und Wasserdichtheit kann man mit Kastenfangdämmen erzielen. Sie bestehen aus zwei Holzwänden, zwischen denen ein möglichst wasserundurchlässiges Füllmaterial eingebracht wird (Fig. 653 u. 654).

Die Holzwände bestehen entweder aus dicht neben einander geschlagenen Pfählen oder aus Bretter-, Stülp- und Spundwänden *w*, die durch Pfahlreihen *a* gestützt werden. Zur Längsverbindung dienen Holme und Gurthölzer *c*; um beim Einbringen der Füllung das seitliche Ausweichen der beiden Wände zu ver-

Fig. 653.

Fig. 654.

Kastenfangdämme. — $\frac{1}{100}$ n. Gr.

hüten, bringt man eine Querverbindung ϵ an, die entweder aus hölzernen Zangen oder eisernen Ankern bestehen kann.

Zur Füllung f ist frischer Klauboden (fette, lehmige und thonige Erde) am besten geeignet, weil er am dichtesten ist; ein Gemenge aus Sand und Thon steht diesem Füllmaterial am nächsten; der Thon allein ist ungeeignet, weil er Hohlräume bildet. Beton-Füllung erzeugt den höchsten Grad von Wasserdichtheit, kommt jedoch am theuersten zu stehen.

5) Durch Schwimmkasten ohne Boden. Ein seitlich geschlossener, meist hölzerner Kasten, der in der Grundrissgestalt dem zu fundirenden Bauwerke entspricht, wird auf die Sohle des Wasserlaufes etc. gesenkt; der Erfolg ist nahezu derselbe, wie bei einer Umschließung durch Spundwände.

6) Durch Schwimmkasten mit Boden, auch Senkkasten, Senkschiff oder Caïsson genannt. Die Form eines solchen Kastens entspricht gleichfalls der Grundrissgestalt des zu errichtenden Bauwerkes; durch Verspannung und Kalfaterung der einzelnen Theile wird ein hoher Grad von Wasserdichtheit erreicht. Der Boden bleibt unter dem Fundament (als liegender Roß, siehe Art. 418) liegen; die Seitenwände werden entfernt.

Die Trockenlegung der Baugrube, die etwa nothwendige Vertiefung derselben, das Hervorholen von größeren Steinen, Baumstämmen etc. geschieht wie unter a, 3.

2. Kapitel.

Gemauerte Fundamente.

a) Voll gemauerte Fundamente.

Diese Art von Fundamenten, die aus einer ununterbrochenen, massiven Mauerung bestehen, kommen im Hochbauwesen am häufigsten vor und werden auch mit Recht, ihrer Einfachheit und Sicherheit wegen, allen anderen Gründungsmethoden vorgezogen.

Das Fundament-Mauerwerk ist stets auf vollkommen tragfähigen Baugrund zu setzen; die auszuschachtende Baugrube, bezw. die Fundament-Gräben erhalten dem entsprechend mindestens eine Tiefe, welche der Mächtigkeit der lockeren, nicht tragfähigen

Bodenschichten gleich kommt. Erhält das zu errichtende Gebäude unterirdische Räume und reicht deren Sohle noch in die tragfähige Schicht hinein, so führt man die Sohle der Fundament-

Gräben, bezw. die Basis des Fundament-Mauerwerkes noch 0,5 bis 1,0 m unter die Sohle jener Souterrain-Räume hinab (Fig. 655 u. 656).

Nachdem die Baugrube, bezw. die Fundament-Gräben ausgehoben, hierbei erforderlichen Falles trocken gelegt worden sind, wird ihre Sohle möglichst abgeglüht und geebnet. Soll die Fundament-Basis absatzförmig hergestellt werden (vergl.

Fig. 655.

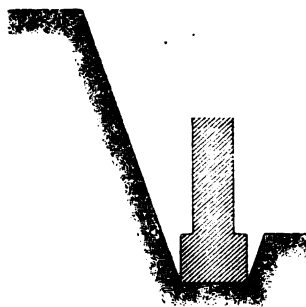
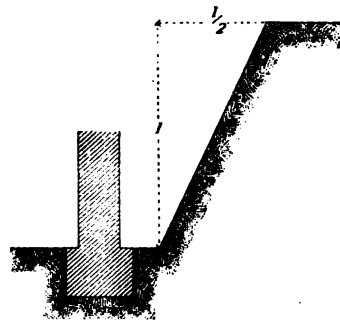


Fig. 656.



387.
Allgemeines.

388.
Fundament-
Mauerung.

Art. 365, S. 254) oder soll das Fundament-Mauerwerk zahnförmig in den Baugrund eingreifen (siehe ebendaf.), so bereitet man die Grabenfohle in entsprechender Weise vor.

Alsdann wird auf der Baufohle ein Mörtelbett ausgebreitet und in dieses die unterste Schicht des Fundament-Mauerwerkes verlegt. Bei der hierauf folgenden weiteren Herstellung der Fundament-Mauerung ist insbesondere auf die anzuordnenden Fundament-Absätze Rücksicht zu nehmen, und es hat in der Höhe eines jeden derselben eine Abgleichung des Mauerwerkes stattzufinden. Musste die Baugrube künstlich trocken gelegt werden, so ist das Wassererschöpfen während der Grundmauerung fortzusetzen.

Wird das Fundament-Mauerwerk auf Felsen aufgesetzt, so soll die Oberfläche des letzteren nicht zu glatt sein; sie muß nöthigen Falles aufgeraut werden, damit das darauf ausgebreitete Mörtelbett sich besser damit verbindet. Höhlungen und Klüfte, die etwa im felsigen Untergrund vorhanden sind, werden ausgemauert, ausgegossen oder mit Gewölben überspannt.

389.
Material.

Für die unteren Schichten des Fundament-Mauerwerkes verwende man möglichst große, lagerhafte und harte Steine; dieselben sollen um so größer und um so härter sein, je größer der vom darüber stehenden Bauwerk ausgeübte Normaldruck ist. Insbesondere sind für die unterste Mauerschicht Steine von thunlichster Regelmäßigkeit und nicht zu kleinen Abmessungen zu verwenden. Bei stärkerem Drucke sind am besten rauhe Quader, jedenfalls aber lagerhafte, gut zugehauene Bruchsteine zu verwenden; je nach der Größe der Belastung sind derlei Steine 15 bis 50 cm dick zu wählen.

Hie und da (in Baden etc.) ist es, mit gutem Erfolg, üblich, als unterste Lage des Fundamentes sog. Bodenplatten anzuwenden; dies sind 20 bis 30 cm dicke, 80 bis 90 cm breite und 1,0 bis 1,5 m lange Sandsteinplatten, auf welche mit lagerhaften Bruchsteinen gemauert wird.

Wenn der Baugrund einige, wenn auch nicht gefährliche Prefsbarkeit befürchten läßt, so führe man die unteren Schichten des Fundament-Mauerwerkes in Rollschichten aus. Die Sohlenschicht besteht alsdann aus großen, hochkantig gestellten Quadern oder regelmäßig behauenen Bruchsteinen; bei Verwendung der letzteren werden die Fugen mit kleineren Steinen ausgekeilt und gut mit Mörtel ausgefüllt.

Aus dem Gefagten geht hervor, daß sich Backsteine im Allgemeinen nur wenig für Fundament-Mauerwerk eignen. Nur bei Objecten, die einen geringen Druck auf den Baugrund ausüben, ferner in Fällen, wo größere natürliche Steine nur schwer und bloß mit unverhältnißmäßig großen Kosten herbeizuschaffen sind, verwende man Backsteine, jedoch nur solche von bester Qualität, namentlich scharf gebrannte Klinker. In der vorhergehenden Abtheilung (Art. 32, S. 28 u. 29) wurde bereits gesagt, daß sich für solche Fundamente der Stromverband empfiehlt, und auch dessen Durchführung dort angegeben.

Für Fundament-Mauerwerk von geringerer Dicke und Tiefe, das im Trockenem ausgeführt wird, genügt gewöhnlicher Luftmörtel; bei Gründungen im Wasser ist stets hydraulischer, am besten rasch erhärtender Cement-Mörtel zu verwenden. Allein auch dickes und tiefes Fundament-Mauerwerk, das nicht im Wasser auszuführen ist, erfordert die Benutzung von hydraulischem Mörtel, weil der Luftmörtel im Inneren nicht genügend hart wird. Die Verwendung hydraulischen Mörtels empfiehlt sich um so mehr, je kleiner die zur Grundmauerung benutzten Steine sind, also auch dann, wenn Backsteine genommen werden müssen.

Bei der Herstellung des Fundament-Mauerwerkes ist darauf zu achten, daß mit Hilfe großer Bindersteine ein guter Verband erzielt werde. Das Mauerwerk nur aus äußeren Schalen herzustellen und den Kern aus Füllmauerwerk von ganz unbearbeiteten Steinen bestehen zu lassen, ist ein Verfahren, das zwar leider häufig genug vorkommt, aber als schlecht bezeichnet werden muß.

Weiters ist danach zu streben, daß das Fundament thunlichst als sog. zwei-häufiges Mauerwerk ausgeführt werde. Bei Fundament-Gräben mit lothrechten Wänden (Fig. 656) ist dies nur schwer zu erreichen; wenn hingegen die unterste Mauerficht eben an den Fuß der geböschten Baugrubenwand herantritt (Fig. 655), so bleibt das übrige Fundament-Mauerwerk ganz frei, so daß es in seinen Außenflächen solid und kunstgerecht ausgeführt werden kann und die Luft unbehinderten Zutritt hat.

Es ist von Wichtigkeit, daß das Fundament-Mauerwerk entsprechend austrockne, weil es nur so gehörig »abbinden« kann. Es sollte deshalb möglichst vermieden werden, den Zwischenraum zwischen Grundmauer und Baugrubenwandung sofort nach der Ausführung der ersteren mit Erde auszufüllen. Allerdings läßt sich dieses Verfahren kaum umgehen, wenn der Fundament-Graben mit lothrechten Wandungen ausgeschachtet wurde und seine Breite die Dicke der Fundament-Mauerung nur um Weniges übersteigt ¹⁷⁶⁾.

Es wurde bislang vorausgesetzt, daß die Fundament-Mauerung in einer überhaupt wasserfreien oder in einer trocken gelegten Baugrube ausgeführt wird. Obwohl dies das gewöhnliche Verfahren bildet, so kommen doch auch Fälle vor, in denen man das Wasser nicht ausschöpfen kann, insbesondere dann, wenn durch das nachdringende Wasser der Boden zu sehr gelockert würde. Es ist nun allerdings in solchen Fällen am vorteilhaftesten, ein Beton-Fundament herzustellen; will man indes ein gemauertes Fundament zur Ausführung bringen, so müssen größere Fundament-Quader im Wasser verlegt und auf diese erst das gewöhnliche Mauerwerk aufgesetzt werden.

Für Maschinen-Fundamente verwendet man mit Vortheil Asphalt-Mauerwerk. Die von Dampfmaschinen, Prägemaschinen etc. herrührenden Schwingungen erzeugen auf starrem Auflager eine Gegenwirkung, wodurch ihr für das Gebäude nachtheiliger Einfluß noch erhöht und der ruhige, sanfte Gang der Maschinen sehr beeinträchtigt wird. Asphalt-Mauerwerk, eben so der im nächsten Kapitel noch zu erwähnende Asphalt-Beton begegnen den gedachten Mißständen in trefflicher Weise.

391.
Asphalt-
Mauerwerk.

Nach *Malo* stelle man zur Ausführung von Asphalt-Mauerwerk zuerst eine Form her, die innen mit glatt gehobelten Brettern verkleidet ist. Reiner Mastix-Asphalt, der durchgekocht und auf etwa 180 bis 200 Grad erhitzt ist, wird zunächst auf 5 bis 6 cm Höhe in diese Form gegossen; in dieses Bad legt man Steine von ungleicher Größe, so viel als möglich vorgewärmt, und ordnet sie so, daß die Zwischenräume auf ein thunlichst kleines Maß herabgemindert sind. Auf diese Steinlage gießt man eine weitere Partie heißen Mastix, welcher die Fugen der Steinlage ausfüllt; hierauf bringt man in gleicher Weise eine zweite Steinlage auf, wobei die Steine gut in Verband zu legen sind; alsdann folgt ein drittes Mastix-Bad, eine dritte Steinlage und so fort, bis die ganze Form ausgefüllt ist.

Man kann die Kosten des Asphalt-Mauerwerkes verringern, ohne dessen Vorzüge beträchtlich zu vermindern, wenn man den inneren Kern des Fundamentkörpers aus gewöhnlichem Mörtelmauerwerk herstellt; nur der freie Raum zwischen diesem Kern und den Wänden der Gußform wird alsdann mit Asphalt-Mauerwerk ausgefüllt.

Wurde für eine längere Mauer die Fundament-Basis abgetrept und haben die Stufen eine größere Länge, so ist bei stark belasteten Bauwerken, wie dies bereits in Art. 365 (S. 255) gesagt wurde, der über jeder Stufe stehende Mauerkörper unabhängig von dem benachbarten auszuführen, damit nicht durch ungleichmäßige Setzungen Risse hervorgebracht werden (siehe auch Art. 364, S. 252).

392.
Mauerwerk
mit
Abtreppungen
und
Öffnungen.

Man hat bei steil abfallendem Felsen wohl auch in der Querrichtung der Mauern Abätze angeordnet (Fig. 657); indes ist dies nur bei sehr großer Mauerdicke und geringer Belastung oder nur dann zu empfehlen, wenn es sich um die Gründung von Einfriedigungsmauern oder ähnlichen untergeordneten

¹⁷⁶⁾ Siehe auch: Ueber mangelhafte Ausführung von Fundamentmauerwerk. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 52.

Fig. 657.

Objecten handelt. Sonst können bei starkem Drucke leicht schädliche Spaltungen im Mauerwerk hervorgerufen werden.

Sind in dem über den Grundmauern aufzuführenden Tagmauerwerk größere Oeffnungen vorgesehen, wie z. B. Hausthore, größere Schaufenster und Bogenstellungen etc., so ist das Fundament-Mauerwerk diesen Durchbrechungen entsprechend nur dann zu unterbrechen, wenn der stehen bleibende Boden aus Felsen oder einem Gestein besteht, das dieselbe Festigkeit, wie das Mauerwerk hat; in den meisten Fällen jedoch wird eine unter den Mauerdurchbrechungen durchgehende Fundament-Mauerung vorzuziehen sein, damit nicht ein Ausweichen der letzteren in Folge der in der Regel isolirten und meist auch größeren lothrechten Drücke stattfindet.

Steht zu befürchten, daß das Fundament-Mauerwerk später, in Folge stark unterhöhlten Baugrundes etc., schädlichen Biegungen ausgesetzt werden wird, so vermehre man die Zugfestigkeit desselben durch Einziehen schmiedeeiserner Zuganker. (Vergl. auch Theil III, Bd. 6 dieses »Handbuchs«, Abth. V, Abschn. 1, Kap. 3. Sicherungen gegen die Wirkung von Bodensenkungen und Erderstüttungen.)

393.
Umgekehrte
Fundament-
Gewölbe.

Ueben die Mauern eines Gebäudes einen starken Druck auf den Baugrund aus, so daß ein zu bedeutendes Einsinken ihrer Fundamente zu erwarten ist, so sucht man den Druck dadurch auf eine größere Fläche zu vertheilen, daß man zwischen den Mauer-Fundamenten umgekehrte Gewölbe einpannt. Letztere sind auch dann sehr wirksam, wenn in Folge des großen Druckes zu befürchten ist, daß der Boden seitlich ausweicht und längs der Mauer-Fundamente emporsteigt; einem solchen Auftriebe

wird durch umgekehrte Gewölbe besser entgegengewirkt, als durch bloße Belastung des Baugrundes.

Die umgekehrten Fundament-Gewölbe sind meist Tonnengewölbe, welche zwischen je zwei benachbarten Parallelmauern eingezogen werden (Fig. 658); seltener kommen Klostergewölbe (sog. Erdkappen) zur Anwendung. Bei der Ausführung wird zunächst zwischen den Fundament-Mauern der Baugrund mit

Fig. 658.

$\frac{1}{100}$ n. Gr.

Hilfe einer entsprechend geformten Lehre so abgegraben, daß er die Gestalt der unteren Wölbflächen erhält, alsdann geschieht die Gewölbmauerung in der sonst üblichen Weise.

Bei den Verstärkungsarbeiten am Thurme des Ulmer Münsters wurde u. A. zwischen der nördlichen und südlichen Fundament-Mauer ein Bodengewölbe aus Quadern eingezogen, um die bereits vorhandene große und bei den Vollendungsarbeiten noch zu vermehrende Belastung des Baugrundes auf eine größere Fläche zu vertheilen. Obwohl die Gesamtlast um 1343 200 kg (584 cbm Quadermauerwerk) vergrößert worden ist, wurde doch der Druck auf den Baugrund von 9,47 auf 9,18 kg für 1 qm herabgemindert¹⁷⁶⁾.

In neuerer Zeit werden derartige umgekehrte Gewölbe auch dann angewendet, wenn es sich darum handelt, unterirdische Räume, deren Sohle dem Grundwasserstande zu nahe oder sogar unter dem niedrigsten Grundwasserstand gelegen ist, trocken zu legen. Es wird der trocken zu legende Raum zunächst durch umgekehrte Gurtbogen in kleinere Felder getheilt, und in diese umgekehrte flache Erdkappen aus ganz guten Backsteinen in bestem Cement-Mörtel eingezogen, oder es kommen umgekehrte Tonnengewölbe zur Ausführung. Auch die Außenmauern, die sich an diese Gewölbe anschließen, werden auf 50 cm über dem höchsten Wasserstand wasserdicht aufgeführt. Unterhalb der äußeren (unteren) Wölbflächen breitet man wohl auch noch eine wasserundurchlässige (Isolir-) Schicht aus Lehm Schlag, Asphalt, Asphaltplatten etc. aus; selbstredend müssen alsdann auch die begrenzenden Grundmauern mit den erforderlichen Isolirschichten versehen werden (Fig. 658).

¹⁷⁶⁾ Näheres. Deutsche Bauz. 1882, S. 231.

b) Pfeiler-Fundamente.

Pfeiler-Fundamente, welche nicht aus durchgehendem Fundament-Mauerwerk, sondern aus einzelnen gemauerten Fundament-Pfeilern bestehen, können zweifacher Art sein, und zwar Pfeiler-Fundamente für durchgehendes Tagmauerwerk und Fundamente für einzelne Pfeiler oder Freistützen.

1) Pfeiler-Fundamente für durchgehendes Tagmauerwerk.

Um an Grundmauerwerk, unter Umständen auch an Grundgrabung zu ersparen, hat man nicht selten bei größerer Mächtigkeit der nicht tragfähigen Schicht und längeren Mauern keine ununterbrochene Fundament-Mauerung ausgeführt, sondern nur einzelne Mauerpfeiler auf der tragfähigen Bodenschicht errichtet, diese oben durch Gurtbogen, fog. Grundbogen, mit einander verbunden und nach Abgleichung der Bogenzwickel auf dieser Substruction das Tagmauerwerk hergestellt.

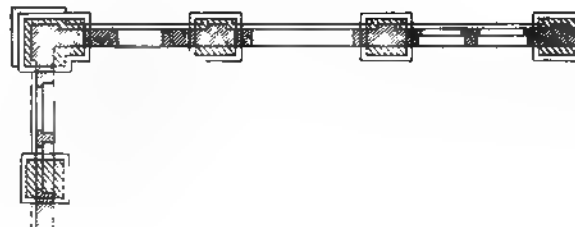
Die Fundament-Pfeiler müssen bei einer derartigen Anordnung einen so großen wagrechten Querschnitt erhalten, daß sie den vom darauf stehenden Gebäude ausgeübten lothrechten Druck aufzunehmen im Stande sind. Ihr Querschnitt muß demnach so groß gewählt werden, daß die größte darin vorkommende Pressung die zulässige Druckbeanspruchung des Fundament-Mauerwerkes nicht überschreitet; die letztere ist im vorliegenden Falle höchstens zu 8 bis 10 kg für 1 cm anzunehmen. Die Fundament-Pfeiler haben nach unten eine entsprechende Verbreiterung zu erfahren, damit der in der Basis herrschende Druck das für den vorliegenden Baugrund zulässige Maß nicht übersteigt.

Die Pfeiler werden so angeordnet, daß an die Ecken des Gebäudes jedesmal ein kräftiger Pfeiler zu stehen kommt und daß im Uebrigen die Axentheilung der Fenster- und Thüröffnungen zu Grunde gelegt wird; besonders hat man es zu vermeiden, daß auf die Mitte eines Grundbogens eine Einzellaft zu stehen kommt. (Vergl. Fig. 659 bis 661.)

Die Fundament-Pfeiler sind sorgfältig, aus harten, lagerhaften Bruchsteinen in hydraulischem Mörtel, bei großem Drucke ganz aus Quadern oder mit einzelnen Binderfcharen zu mauern. Hart gebrannte Backsteine sollten nur ausnahmsweise verwendet und dann nur mit Cement-Mörtel gebunden werden.

394.
Wefen.

Fig. 659.



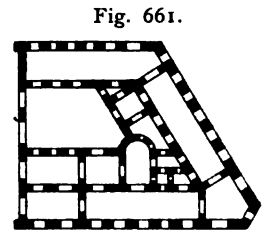
Vom Güterschuppen auf dem Bahnhof zu Göttingen

$\frac{1}{200}$ n. Gr.

Fig. 660.

Von einem Wohn- und Geschäftshause in Madrid 1770. — 1800 n. Chr.

Die Grundbogen sollen so angeordnet werden, daß ihr Scheitel noch unter der Erdoberfläche gelegen ist. Als Bogenform wird, wo es an der erforderlichen Constructionshöhe nicht fehlt, am besten der Halbkreisbogen gewählt; bei geringer Höhe wendet man Stichbogen an, deren Stichverhältniß indeß nicht kleiner als 1 : 4 sein sollte. Bisweilen sind auch Spitzbogen ausgeführt worden, die jedoch nur dann zu empfehlen sind, wenn der Scheitel des Grundbogens einem isolirten Einzeldruck ausgesetzt ist. Als Material für die Grundbogen sind scharf gebrannte Backsteine oder harte und lagerhafte Bruchsteine anzuwenden; Quader sind zwar nicht ausgeschlossen, in der Regel aber zu theuer.



Fundament-Plan zu Fig. 660¹⁷⁷⁾.
1/1000 n. Gr.

395-
Grundbogen.

Bei der Gefammtanordnung und Ausführung der Fundament-Pfeiler und der sie überspannenden Grundbogen zeigen sich nicht unwesentliche Verschiedenheiten. Die wichtigsten vorkommenden Fälle sind die folgenden.

α) Man gräbt das lockere Bodenmaterial für jeden Fundament-Pfeiler getrennt aus, bis man auf die tragfähige Schicht gelangt; alsdann wird innerhalb jeder schachtartigen Baugrube der Pfeiler bis zur Kämpferhöhe aufgemauert. Erforderlichen Falles ist während der Grundgrabung und der Mauerung die Baugrube wasserfrei zu halten.

Besteht die abzugrabende Bodenschicht aus einer zusammenhängenden, fetten Erdart, so ist häufig keine Zimmerung der schachtartigen Baugruben erforderlich; unter Umständen kann man sogar den zwischen je zwei Pfeilern stehenden gebliebenen Erdkörper als Lehrbogen für die Einwölbung des Grundbogens benutzen, indem man diesen Erdkörper nach der Bogenform abgräbt. In derartigen Fällen ist die Ersparniß, welche die Pfeileranordnung den voll gemauerten Fundamenten gegenüber ergiebt, eine wesentliche. Zwar steht dem Gewinne an Grundaushubung und Fundament-Mauerwerk, event. auch an Wasserschöpfen, der Nachtheil entgegen, daß das Abteufen einer schachtartigen Baugrube (einschl. der Emporschaffung des ausgegrabenen Bodenmaterials) theurer zu stehen kommt, als das einer lang gestreckten Grube, daß auch das Mauern in einem solchen engen Schachte nicht bequem und einfach, also auch nicht billig genug vorgenommen werden kann, und daß die Herstellung der Grundbogen theurer zu stehen kommt, als die Ausführung eines gleichen Volums von aufgehendem Mauerwerk; indeß ist die Ersparniß doch eine so große, daß sie durch die zuletzt erwähnten Mehrkosten nicht aufgewogen wird. Unter besonders günstigen Verhältnissen kann schon bei 3^m Fundirungs-Tiefe die Pfeilergründung einem voll gemauerten Fundament vorzuziehen sein.

β) Wenn jedoch die mit den Fundament-Pfeilern zu durchsetzende Bodenschicht locker ist, so müssen die schachtartigen Baugruben ausgezimmert werden; die Zimmerung fällt um so stärker, d. i. um so theurer aus, je lockerer das betreffende Bodenmaterial ist, und die Ersparnisse an Grundaushubung und Fundament-Mauerwerk verschwinden zum Theile oder ganz in Folge der hohen Kosten der Schachtzimmerung.

In derartigen Fällen sieht man deshalb von der unter α gedachten Ausführungsweise ab und kann folgende Gründungs-Methoden anwenden:

396-
Gefammt-
anordnung
und
Ausführung

¹⁷⁷⁾ Nach: *Nouv. annales de la constr.* 1876, Pl. 26.

397.
Ersatz durch
Brunnenpfeiler
etc.

a) Man hebt keine Baugruben aus und ersetzt die von unten nach oben zu mauernden Fundament-Pfeiler durch Senkbrunnen oder Senkröhren, die von oben nach unten in den Boden eingefenkt werden. Von dieser Methode, die hauptsächlich bei großer Fundirungs-Tiefe und starkem Wasserandrang zu empfehlen ist, wird noch in Kap. 2. u. 3. des nächsten Abschnittes eingehend die Rede sein. Unter gewöhnlichen Verhältnissen läßt sich annehmen, daß bei 5 bis 6^m Tiefe der Fundament-Basis unter dem Terrain Pfeiler-Fundamente noch vortheilhaft sind; bei noch größerer Tiefe kommt die Senkbrunnen-Gründung in der Regel billiger zu stehen. Doch sind Pfeiler-Fundamente der vorbeschriebenen Art für viel größere Tiefen (z. B. für 17^m Tiefe bei dem in Fig. 660, S. 278 dargestellten Gebäude) ausgeführt worden.

398.
Durchgehendes
Banket

b) Man hebt nicht, den einzelnen Pfeilern entsprechend, einzelne schachtartige Baugruben aus, sondern für die ganze Mauer eine einzige ununterbrochene Baugrube. Die Auszimmerung einer solchen lang gestreckten Baugrube ist häufig billiger, als die mehrerer einzelnen Schächte; auch kann die Mauerung der Pfeiler bequemer und billiger ausgeführt werden.

Ist die Bodenschicht, auf der die Fundament-Pfeiler erbaut werden sollen, nicht widerstandsfähig genug, so kann es in einem solchen Falle zweckmäßig sein, über die ganze Länge der Baugrube eine gemauerte Sockelschicht (durchgehendes Banket) oder eine Beton-Schicht auszubreiten und erst über dieser mit der Mauerung der Einzelpfeiler zu beginnen.

399.
Erdbogen.

c) Bisweilen ist man genöthigt, auf einer Bodenschicht zu fundiren, die zwar gleichmäßig tragfähig, aber noch nicht fest genug ist, die von den einzelnen Fundament-Pfeilern ausgeübten Drücke mit Sicherheit aufzunehmen. Will man in einem solchen Falle die Drücke auch auf die zwischen den Pfeilern gelegenen Baugrundflächen vertheilen, so wende man umgekehrte Gewölbbogen an, die zwischen den Fundament-Pfeilern einzuspannen sind (Fig. 662).

Solche umgekehrte Fundament-Bogen, Erdbogen, Gegenbogen oder Contre-Bogen genannt, sind für die Druckvertheilung besonders dann geeignet, wenn die für die Fundamente gegebene Constructionshöhe im Verhältniß zu den Abständen der einzelnen Pfeiler von einander so beschränkt ist, daß eine einfache Verbreiterung der Pfeiler oder ein durchgehendes Banket nicht genügend wirksam

Fig. 662.

ist. Eben so sind Erdbogen ein vortreffliches Mittel, wenn der Baugrund so nachgiebig ist, daß bei stärkerem Drucke ein Auftrieb des Bodens, d. i. ein seitliches Ausweichen und Emporsteigen desselben zu befürchten steht.

Die Anordnung der Fundamente wird die vortheilhafteste sein, wenn die Druckvertheilung über die ganze Fundament-Sohle gleichmäßig geschieht; gleichartigen Baugrund vorausgesetzt, wird sich die Form und Stärke der Erdbogen aus dem gleichmäßig vertheilt anzunehmenden Gegendruck des Baugrundes auf die

Fundament-Sohle ergeben. Hiervon ausgehend hat *Kossm*¹⁷⁸⁾ Form und Stärke solcher Bogen theoretisch untersucht.

Gewöhnlich werden die Erdbogen in Stichbogen-, seltener in Halbkreisbogenform ausgeführt; die äußere (untere) Wölfläche derselben muß fest hintermauert sein, damit sie nicht nach unten ausweichen kann. An den Mauerecken sollen die betreffenden Pfeiler so stark sein, daß sie dem einseitigen Wölbschube der Erd- und der Grundbogen Widerstand leisten können.

γ) Am einfachsten und auch vorteilhaftesten wird die Anordnung und Ausführung von Pfeiler-Fundamenten, wenn die Bodenfläche, auf der das Gebäude zu errichten ist, höher gelegt, d. i. aufgeschüttet werden soll. In einem solchen Falle, der hauptsächlich auf Stadterweiterungsgründen, bei Bebauung von früheren Festungsgrabenflächen, auf Bahnhofen, die im Auftrage gelegen sind, etc. vorkommt, erbaut man die Fundament-Pfeiler, bevor die Aufschüttung vorgenommen worden ist. Die Kosten der in dem aufgeschütteten Material herzustellenden Baugrube entfallen alsdann ganz, und die Kostenersparnis bei der Gründung des Gebäudes ist eine sehr wesentliche.

2) Fundamente für einzelne Pfeiler.

Nicht selten werden die Decken- und Dach-Constructionen größerer Räume von einzelnen steinernen, hölzernen oder eisernen Säulen, von gemauerten Pfeilern oder sonstigen Freistützen getragen, so daß der von der gewölbten oder von der Balken-Decke, bezw. vom Dache ausgeübte lothrechte Druck von diesen Stützen, unter Umständen auch noch von den etwa vorhandenen Umfassungswänden aufgenommen wird und auf den Baugrund zu übertragen ist (Fig. 664).

Je nach den Druck- und den Bodenverhältnissen werden die Fundamente der einzelnen Freistützen unabhängig von einander hergestellt oder durch Zwischen-Constructionen in Verbindung gebracht. Es kommen hauptsächlich die folgenden Anordnungen vor.

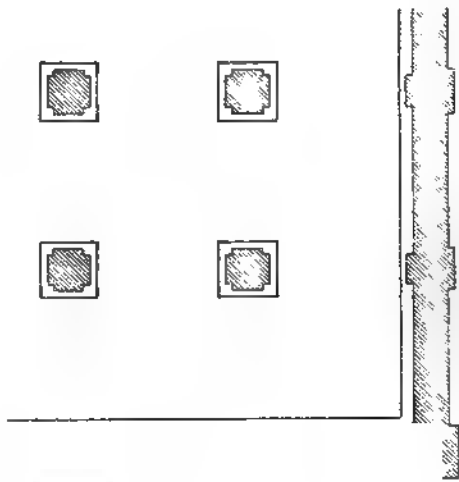
a) Jede Freistütze erhält ein gemauertes Pfeiler-Fundament für sich, das mit den entsprechenden Fundament-Absätzen versehen eine so große Basis erhält, daß der Baugrund dem herrschenden Drucke mit Sicherheit widerstehen kann. Diese Anordnung ist zu empfehlen, wenn der Baugrund ein sehr guter ist, wenn die Freistützen weit von einander abstehen und

Fig. 663.

Von der St. Johannis-Kirche zu Altona¹⁷⁹⁾.
1/100 n. Gr.

400.
Pfeiler-
Fundamente
in
aufgeschüttetem
Boden.

Fig. 664.



401.
Anordnung.

¹⁷⁸⁾ Ueber Form und Stärke umgekehrter Fundamentbogen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

¹⁷⁹⁾ Facf.-Repr. nach: Zeitschr. f. Bauw. 1877, Bl. 7.

1/200 n. Gr.

Fig. 665.

Vom Zollamts-Gebäude zu Paris ^{180°}.¹/₂₀₀ m Gr.

Fig. 666.

Schnitt *xy*

wenn die Last, die sie zu tragen haben, nicht groß ist.

Ueber die besonderen Vorkehrungen, welche bei eiserne Freistützen, insbesondere wenn sie seitlichen Schüben ausgesetzt sind, nothwendig werden, ist bereits in Art. 276 (S. 182) die Rede gewesen.

β) Wenn in der gestützten Decken- oder Dach-Construction einseitigewagrechte Schübe in Folge von unsymmetrischen Belastungen, Erschütterungen, Stößen, Winddruck etc. entstehen können, so empfiehlt es sich, die

Fundament-Pfeiler gegen den Einfluss derselben dadurch zu sichern, dass man zwischen ihnen Gurtbogen, nach Art der früher besprochenen Grundbogen, einspannt. Derlei Versteifungsbogen werden bloß in dem einen Sinne (Fig. 665) oder auch nach beiden einander durchkreuzenden

Von der Kirche *de la Baillie* zu Bordeaux ¹⁸¹.

¹/₂₀₀ m Gr.

¹⁸⁰⁾ Nach: *Encyclopedie d'arch.* 1876, Pl. 1427.

¹⁸¹⁾ Facf.-Repr. nach *Gazette des arch.* 1865, S. 41.

Fig. 667.

Vom Waarenspeicher am Kaiser-Quai in Hamburg ¹⁵²⁾. — $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Richtungen angeordnet, je nachdem solche Schübe in der einen oder in beiden Richtungen vorkommen können.

Unter besonders ungünstigen Verhältnissen kann es auch angezeigt sein, in der Höhe dieser Gurtbogen schmiedeeiserne Zuganker einzuziehen.

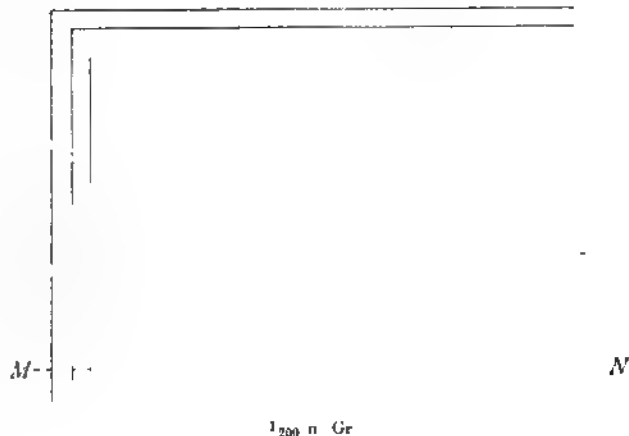
γ) Aus gleichen Gründen werden bisweilen nahe an der Fundament-Sohle in ganz ähnlicher Weise umgekehrte Gurtbogen, die mit den vorher besprochenen Erd- oder Gegenbogen übereinstimmen, angeordnet (Fig. 663 u. 666). Dieselben können auch dazu dienen, den von den Einzelpfeilern auf den Baugrund ausgeübten Druck auf eine grössere Fläche zu vertheilen und einem etwaigen seitlichen Ausweichen des Bodens entgegenzuwirken.

Bisweilen erscheint es zur Sicherung des ganzen Baues angezeigt, Verbindungen, bezw. Absteifungen durch Grund- und Gegenbogen vorzunehmen. Auch wird die Anordnung von Gegenbogen mit der Pfahlrost-Gründung zugleich angewandt (Fig. 667), wovon noch bei der letzteren die Rede sein wird.

δ) Läßt der Baugrund unter starkerem isolirten Drucke ein seitliches Ausweichen befürchten, so kann man dem hierdurch hervorgerufenen Auftriebe entweder durch Belastung

Fig. 668.

Schnitt *MN*.



$\frac{1}{200}$ n. Gr.

¹⁵²⁾ Nach: Zeitschr. d. öst. Ing.-u. Arch.-Ver. 1874, Bl. 39.

des zwischen den Fundament-Pfeilern befindlichen Bodens oder durch umgekehrte Gewölbe entgegenwirken.

Im ersteren Falle kann eine durchgehende Mauer-schicht (durchgehendes Banket, siehe Art. 398) angewendet werden; noch besser ist eine Betonschicht, die unter dem ganzen Raume ausgebreitet wird und nicht nur durch ihr Gewicht, sondern auch durch ihre Zugfestigkeit wirkt.

Bei stärkerem Auftriebe werden umgekehrte Gewölbe angewendet und als Tonnen- oder als Kappengewölbe (sog. Erdkappen) ausgeführt. Bei Tonnen-gewölben werden zwischen den in einer Reihe gelegenen Pfeilern umgekehrte Gurt-bogen (Erdbogen) in der einen Richtung angelegt und winkelrecht dazu die Tonnen-gewölbe eingezogen. Sollen Erdkappen ausgeführt werden, so werden zuerst durch umgekehrte Längs- und Quergurtbogen viereckige Räume zwischen je vier Pfeilern gebildet und in diese die umgekehrten Kappen eingezogen (Fig. 668). Es ist hier stets eine Untermauerung, die zugleich als Lehre für die Gewölbe dient, zu empfehlen.

c) Fundamente aus Trockenmauerwerk, Steinpackungen und Steinschüttungen.

402.
Trocken-
mauerwerk.

Bei weniger wichtigen Bauwerken, bei solchen, die auf eine lange Dauer keinen Anspruch machen und die den Baugrund nicht stark belasten, hat man die Fundamente aus Trockenmauerwerk hergestellt. Derartige Fundamente gewähren nur dann einige Sicherheit, wenn der Baugrund gut ist, wenn möglichst große und feste Steine zur Anwendung kommen, wenn sie in thunlichst regelmässigem Schichtenverbande vermauert werden und wenn durch entsprechende Fundament-Verbreiterung der Normaldruck auf die Flächeneinheit möglichst klein ist.

Bei einem großen Theile der alt-ägyptischen, hellenischen und römischen Bauwerke sind die Fundamente aus sorgfältig bearbeiteten und eben so gefügten Quadern ohne jedes Bindemittel — also aus Trockenmauerwerk — ausgeführt (z. B. Parthenon, Theseion, Erechtheion, Hercules- [früher Vesta-] Tempel in Rom etc.). Viele dieser Bauwerke sind auf den gewachsenen Felsen, auf den Gipfeln von Anhöhen und Bergen gegründet; andere üben auf den Untergrund einen nur geringen Druck aus, weil sie meist mächtig und breit ausgeführte Fundamente besitzen und ihr eigenes Gewicht in der Regel nicht bedeutend ist. Die gewählte Gründungsart erscheint in Folge dessen zulässig, was u. A. auch der Bestand jener Bauwerke bis heute beweist.

In Finnland wird seit langer Zeit für die Fundamente Trockenmauerwerk verwendet. Man sieht dort eine Menge alter Kirchen, die aus der Zeit der Einführung des Christenthumes in dieser Gegend herrühren und in solcher Weise fundirt sind.

Gegenwärtig wird diese Gründungsmethode meist nur benutzt, wenn man an Arbeit und an Mörtel sparen will; man verwendet sie zu kleineren Nebengebäuden, wie Schuppen etc., für einzeln stehende Mauern, für kleinere ländliche Gebäude, für provisorische Bauwerke etc. Man hat wohl auch, insbesondere bei ländlichen Gebäuden, die Fugen mit Lehm, bzw. Lehmmörtel, mit Moos, Erde, selbst mit Sand ausgefüllt.

403.
Stein-
packungen.

Wo Mangel an größeren und lagerhaften Steinen ist, hat man die Fundament-Gräben wohl auch nur mit einer trockenen Steinpackung ausgefüllt und darauf das Tagmauerwerk gesetzt. Diese noch weniger solide Gründungsweise kann bloß für Bauwerke untergeordneter Natur angewendet werden.

404.
Stein-
schüttungen.

Hierher gehören auch noch die aus Steinschüttungen hergestellten Fundamente, welche bisweilen für solche Bauwerke angewendet werden, die im offenen Wasser zu errichten sind. Sie gewähren den Vortheil, daß sie die immer kostspielige Herstellung einer Baugrube im Wasser nicht erfordern; indess ist ihre Solidität eine sehr

geringe. Fundamente aus Steinschüttungen kommen hauptsächlich für Bauten im Meere (Hafendämme, Moli etc.) in Anwendung.

Betreff der Gröfse der zu benutzenden Steine sei auf Art. 366 (S. 257) verwiesen. Hat man genügend grofse Steine nicht in hinreichender Menge zur Verfügung, so kann man wohl auch für den Fundamentkern kleinere Steine verwenden, die Böschungen dagegen aus möglichst grofsen Steinen herstellen. Ist die Strömung eine sehr bedeutende, so verwendet man künstliche Beton-Blöcke von 25 bis 50, selbst bis 100 cbm Rauminhalt und darüber; natürliche Steine von solcher Gröfse kommen meist theurer zu stehen.

Die Steinschüttungen bilden den Uebergang zu den im folgenden Kapitel zu besprechenden »geschütteten Fundamenten«; in gewissem Sinne können sie unmittelbar zu letzteren gezählt werden.

Literatur

über »gemauerte Fundamente«.

ENGEL, C. L. Ueber Fundamente aus Bruchsteinen ohne Mörtel. Journ. f. d. Bauk., Bd. 2, S. 23.

Fondation de 47 puits maçonnés exécutés à Madrid. Nouv. annales de la const. 1867, S. 93.

SPIEKER. Fundirung eines Monumentes. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 124.

Ausgeführte Pfeiler-Gründung. HAARMANN's Zeitschr. f. Bauhdw. 1873, S. 187.

Ueber mangelhafte Ausführung von Fundamentmauerwerk. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 52.

KOENEN, M. Ueber Form und Stärke umgekehrter Fundamentbögen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 11.

3. Kapitel.

Fundamente aus Beton- und Sandschüttungen.

Wenn ein genügend widerstandsfähiger Baugrund in angemessener Tiefe nicht vorhanden ist, auch nicht mit Hilfsmitteln erreicht werden kann, die den verfügbaren Geldmitteln, der vorgesehene Bauzeit oder dem Zwecke des betreffenden Bauwerkes entsprechen; so ist man nicht selten genöthigt, in nur geringer Tiefe auf stark pressbarem Baugrund zu fundiren. Bei Construction der Fundamente ist alsdann das Hauptaugenmerk auf möglichste Herabminderung des Einsinkens, namentlich aber auf Verhütung des ungleichmäfsigen Setzens derselben zu richten.

In derartigen Fällen können nicht mehr gemauerte Fundamente angewendet werden, weil dieselben den vom Bauwerk ausgeübten Druck nicht in genügender Weise nach unten vertheilen und weil sie bei ungleichmäfsiger Beschaffenheit des Baugrundes partielle, d. i. schädliche Einfeldungen erleiden. Es empfehlen sich Beton-, Sand- und Schwellrost-Fundamente.

405.
Geschüttete
und
Schwellrost-
Fundamente.

a) Beton-Fundamente.

Constructionstheile eines Bauwerkes, die aus Beton hergestellt sind, werden häufig als Gußmauerwerk bezeichnet; dem entsprechend schliesen sich an die im vorhergehenden Kapitel behandelten gemauerten Fundamente die Beton-Fundamente naturgemäfs an.

406.
Allgemeines.

Das Kennzeichnende dieser Gründungsweise besteht in der Herstellung einer monolithen Fundament-Platte, bzw. eines monolithen Fundament-Klotzes, aus einer einheitlichen Masse ohne jegliche Lager- und Stofsugen gebildet. Die monolithische Beton-Platte, bzw. der monolithische Beton-Klotz müssen hoch genug sein und eine genügende Grundfläche haben, um den vom darauf stehenden Bauwerk ausgeübten

Druck aufnehmen zu können und in solcher Weise auf den Baugrund zu übertragen, daß das Fundament keine nachtheilige Veränderung erfährt.

Im alten Rom wurden Fundamente aus Gufsmauerwerk vielfach zur Anwendung gebracht, wozu die Beschaffenheit des Baugrundes wesentlich beitrug. Der letztere besteht aus aufgehäuften vulcanischen Massen, die ziemlich zähe sind und in Folge dessen gestatteten, daß man die Baugrube mit lothrechten Wänden aushob und dieselbe entweder gar nicht oder nur sehr leicht abzimerte. Auf solche Weise bildeten die Fundament-Gräben ein genügend widerstandsfähiges Bett, in welches das Gufsmauerwerk eingebracht und fest gestampft werden konnte.

Beton-Fundamente können eben so wohl im Trockenem, als auch in Baugruben ausgeführt werden, aus denen das Grundwasser geschöpft wird; in gleicher Weise können sie auch für Bauwerke im Wasser Anwendung finden. Man kann mit Hilfe einer Schicht hydraulischen Betons das Eindringen des Grundwassers von unten, wenn nöthig auch von der Seite verhüten. Der Beton ist auch in vorzüglicher Weise geeignet, etwaige Unregelmäßigkeiten der Baufohle auszugleichen. Ueberhaupt bilden Beton-Gründungen, an richtiger Stelle angewendet und in richtiger Weise ausgeführt, eine vorzügliche Fundirungs-Methode.

407.
Material.

Für die Herstellung eines Beton-Fundamentes ist hydraulischer Beton nicht unbedingt erforderlich; bei Gründungen im Trockenem kann Luftmörtel zur Beton-Bereitung verwendet werden; dagegen muß man möglichst rasch erhärtendes Material, am besten Cement-Beton wählen, wenn man das Eindringen von Wasser in die Baugrube verhüten will. Für die Güte des zu verwendenden Betons ist auch die Belastung, der er zu widerstehen hat, und der Baugrund, auf den er zu liegen kommt, maßgebend. Zum Tragen von Bauwerken geringer Ausdehnung und mäfsiger Last, so wie bei festerem Baugrunde genügt eine mittlere Beschaffenheit Beton und eine leichte Ausführung. Für das Tragen schwerer Lasten jedoch (4 kg für 1 qm und darüber), zur Ausgleichung des Druckes über stark preßbarem Boden oder zu Dichtung von Quellen ist die beste Sorte Beton und sehr sorgfältige Arbeit erforderlich. Die sorgfältigste Ausführung ist vor Allem dann nothwendig, wenn das Bauwerk bei großer Grundfläche, bei grossem Wasserdruck und durchlässigem Boden ein wasser-dichtes Becken bilden soll.

Der letztgedachte Fall tritt bei der Ausführung größerer Behälter ein. Ein interessantes Beispiel bietet auch die Fundirung des Bühnenraumes im neuen Opernhause zu Paris dar; man hatte es dort mit einem sehr bedeutenden Grundwasserandrang zu thun; dasselbe strömte unter einer Druckhöhe von ca. 5 m zu. Um die Räume unterhalb der Bühne trocken zu erhalten, wurde ein großes Becken aus Cement-Beton ausgeführt.

Betreff der Beton-Bereitung und der dazu zu verwendenden Materialien sei auf Theil I, Band 1 dieses »Handbuches« (Abth. I, Abschn. 1, Kap. 4) verwiesen.

408.
Abmessungen.

Die Mächtigkeit des Beton-Fundamentes ist abhängig von der Beschaffenheit des Betons, von der größeren oder geringeren Preßbarkeit des Baugrundes, von der Gröfse der auf dem Fundamente ruhenden Last und in manchen Fällen von der Druckhöhe, unter welcher der Wasserzudrang in die Baugrube stattfindet.

Was die erstgenannten drei Factoren anbelangt, so kann als Anhaltspunkt dienen, daß guter hydraulischer Beton bei ca. 1 m Stärke eine Last von 4 bis 5 kg für 1 qm Nutzfläche mit Sicherheit tragen kann, wenn der Baugrund wenig preßbar ist und die Verhältnisse sonst günstig sind; dagegen nur 2,5 kg, wenn stark nachgiebiger Baugrund vorhanden, oder wenn derselbe ungleichartig, oder wenn die Belastung nicht gleichmäfsig vertheilt ist. Unter gewöhnlichen Verhältnissen genügt alsdann eine Mächtigkeit des Beton-Fundamentes von 0,75 bis 1,00 m; ja man kann bei geringer Last auch auf 60, selbst auf 50 cm herabgehen.

Hat man Zweifel über die Tragfähigkeit des Baugrundes oder über die zu erwartende Tragfähigkeit einer Beton-Platte von bestimmter Dicke (namentlich bei größeren Belastungen), so sind unmittelbare Versuche zu empfehlen. Beton-Blöcke von der beabsichtigten Breite und Mächtigkeit werden auf dem vorhandenen Baugrunde probeweise ausgeführt und Probebelastungen bis zum $1\frac{1}{4}$ - bis $1\frac{1}{2}$ -fachen des künftigen Druckes vorgenommen; dabei dürfen sich an den Blöcken weder Aenderungen in der äußeren Form, noch in den Höhenverhältnissen zeigen. Es genügt, im vorliegenden Falle die Versuchslasten nur mit $1\frac{1}{4}$ bis $1\frac{1}{2}$ der definitiven Lasten anzunehmen, weil der Beton im Laufe der Zeit immer härter wird.

Zeigt sich in der Baugrube ein starker Wasserandrang und soll die Beton-Platte in erster Reihe dem durch die Wasserzufrörmung entstehenden Auftriebe entgegenwirken, damit alsdann die Baugrube durch Wasserschöpfen trocken gelegt werden könne, so läßt sich nach Art. 366 (S. 257) die erforderliche Stärke der Beton-Schicht berechnen, indem man die maßgebende Wassertiefe durch das Gewicht der Volumeneinheit Beton (2,0 bis 2,2) dividirt.

Die so gefundene Stärke ist, wie an der angezogenen Stelle bereits gesagt wurde, jedenfalls zu groß, da das Wasser bei der Bewegung zwischen den Bodentheilen einen Widerstand erfährt, der seine Geschwindigkeit verringert. Es ist deshalb nicht notwendig, die berechnete Stärke im Interesse größerer Sicherheit zu vermehren; unter Umständen ist sogar eine Verringerung derselben zulässig.

Fig. 669.

Die Grundfläche eines Beton-Fundamentes ergibt sich aus dessen Nutzfläche und letztere wieder aus der zulässigen, im vorhergehenden Artikel bereits angegebenen Belastung für die Flächeneinheit. Uebt das auf das Beton-Fundament aufzusetzende Bauwerk einen größeren, als den zulässigen Maximaldruck aus, so muß derselbe durch entsprechende Verbreiterung des betr. Mauerwerkes oder der sonstigen Constructionstheile herabgemindert werden (Fig. 669). In den allermeisten Fällen genügt es, wenn die Sohle des Beton-Fundamentes vor der Grundfläche des darauf gesetzten Bauobjectes an allen Seiten um etwa $\frac{3}{4}$ seiner Stärke vorspringt (Fig. 669). Meist werden parallelepipedisch gestaltete Beton-Platten zur Ausführung gebracht (Fig. 669); indess kommen auch Beton-Klotze vor, deren wagrechter Querschnitt sich nach unten vergrößert (Fig. 670).

Fig. 670.

In Rotterdam und anderen holländischen Städten werden bei Gründungen auf Moorboden von bedeutender Mächtigkeit Beton-Fundamente von sehr großer Breite angewendet, so daß die Betonkörper mit sehr breiten Abfätzen vor den betreffenden Mauern vorspringen. Man erzielt dadurch ein gleichmäßiges Einsinken des ganzen Gebäudes, welches Anfangs sehr beträchtlich ist, später jedoch ganz aufhört.

Beton-Fundament einer Freistütze von der Weltausstellungs-Rotunde in Wien (1873).

¹/₂₀₀ n. Gr.

Handelt es sich um die Gründung eines größeren Gebäudes, so wird in den meisten Fällen jede Wand, bzw. jeder Pfeiler desselben auf ein besonderes Beton-Fundament gesetzt. Sind jedoch die Räume eines Gebäudes sehr klein, so daß die

499.
Durchgehendes
Beton-
Fundament.

Wände desselben einander sehr nahe stehen, oder ist der Baugrund sehr nachgiebig, so daß unter stärkerem Drucke ein Emporsteigen seiner nicht belasteten Theile zu befürchten ist, so legt man unter das ganze Gebäude eine durchgehende Beton-Platte.

Das in Londoner Häusern vielfach angewendete Gründungsverfahren ist durch Fig. 671 veranschaulicht. — Beim Bau der Marien-Kirche in Stuttgart (Arch.: v. Eggle) ist jeder der beiden Thürme auf eine durchgehende Beton-Platte (Portland-Cement-Beton) von 140 qm Grundfläche und 1,4 m Dicke gesetzt worden.

Fig. 671.

Von einem Wohnhaus zu London (*Lowndes Street*¹⁸³). — $\frac{1}{200}$ n. Gr.

Eine derartige durchgehende Beton-Platte muß in solcher Dicke ausgeführt werden, damit sie unter den isolirten Drücken der auf dieselbe aufgesetzten Mauern etc. nicht bricht.

Bei bekannten Druckverhältnissen läßt sich die Dicke einer solchen Platte in folgender Weise ermitteln.

Wird eine Beton-Platte AB (Fig. 672) durch die isolirten Drücke $D_1, D_2, D_3 \dots$ belastet, die in den Abständen $a_1, a_2, a_3 \dots$ von der Kante A wirksam sind, so ist die dadurch hervorgerufene Reaction R des Baugrundes

$$R = D_1 + D_2 + D_3 \dots = \Sigma(D).$$

Der Abstand r (von der Kante A), in welchem diese Reaction R angreift, bestimmt sich aus der Momentengleichung

$$D_1 a_1 + D_2 a_2 + D_3 a_3 + \dots = R r$$

oder

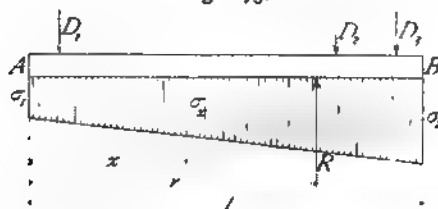
$$\Sigma(D a) = R r$$

zu

$$r = \frac{\Sigma(D a)}{R} = \frac{\Sigma(D a)}{\Sigma(D)}.$$

Nimmt man den Beton als ganz unelastisch an, was nach vollständigem Erhärten desselben sehr nahe der Fall ist, so findet, homogenen Baugrund vorausgesetzt, die Vertheilung der herrschenden Drücke nach einer geraden Linie statt, und es ergibt sich, wegen der im Allgemeinen excentrischen Beanspruchung als Druckfigur ein Trapez¹⁸⁴). Alsdann ist nach Fig. 673, wenn man die Spannungen an den Kanten A und B mit σ_1 und σ_2 bezeichnet,

Fig. 673.



$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l = R = \Sigma(D),$$

woraus

$$\sigma_1 = \frac{2 R}{l} - \sigma_2.$$

Es ist ferner

$$R r = \frac{\sigma_1 l^3}{2} + \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} l \frac{2}{3} l$$

¹⁸³) Nach: *Revue gén. de l'arch.* 1855, Pl. 16, 22.

¹⁸⁴) Siehe Theil I, Ed. 1 dieses »Handbuches«, Art. 320 u. 321 (S. 274 u. 275).

oder

$$Rr = \sigma_1 \frac{l^2}{6} + \sigma_2 \frac{l^2}{3},$$

woraus

$$\sigma_1 = \frac{6 Rr}{l^2} - 2 \sigma_2.$$

Hiermit den oben gefundenen Werth von σ_1 verglichen, giebt

$$\frac{2 R}{l} - \sigma_2 = \frac{6 Rr}{l^2} - 2 \sigma_2,$$

woraus

$$\sigma_2 = \frac{2 R}{l} \left(\frac{3 r}{l} - 1 \right);$$

daher

$$\sigma_1 = \frac{2 R}{l} \left(2 - \frac{3 r}{l} \right).$$

Für einen beliebigen Punkt im Abstände x von der Kante A ist die Spannung σ_x aus dem Verhältniß

$$\frac{\sigma_x - \sigma_1}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{x}{l}$$

zu bestimmen, ergibt sich also zu

$$\sigma_x = (\sigma_2 - \sigma_1) \frac{x}{l} + \sigma_1.$$

Für die Ermittlung der Beton-Plattendicke ist auch die Bestimmung der Biegemomente erforderlich. Für den durch den Abstand x von der Kante A gegebenen Punkt ist das Moment

$$M_x = D_1 (x - a_1) + D_2 (x - a_2) + \dots - \frac{\sigma_1 x^2}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_1}{2} \cdot \frac{x^2}{3}$$

oder

$$M_x = \Sigma [D (x - a)] - \frac{\sigma_1 x^2}{2} - \frac{\sigma_x - \sigma_1}{2} \cdot \frac{x^2}{3};$$

für σ_x den obigen Werth eingesetzt:

$$M_x = \Sigma [D (x - a)] - \frac{\sigma_1 x^2}{2} - \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{6 l} x^3.$$

Das Biegemoment M_x bildet hiernach eine Curve dritten Grades, deren größte Ordinate das Maximum vorstellt. Differenziert man die letzte Gleichung nach x , so erhält man

$$\frac{d M_x}{d x} = \Sigma (D) - \sigma_1 x - \frac{3}{6 l} x^2 (\sigma_2 - \sigma_1) = \Sigma (D) - \sigma_1 x - \frac{x^2}{2 l} (\sigma_2 - \sigma_1) = 0,$$

woraus sich ergibt

$$x = - \frac{\sigma_1}{\frac{1}{l} (\sigma_2 - \sigma_1)} \pm \sqrt{\left[\frac{\sigma_1}{\frac{1}{l} (\sigma_2 - \sigma_1)} \right]^2 + \frac{\Sigma (D)}{\frac{1}{2 l} (\sigma_2 - \sigma_1)}}.$$

Diese Gleichung ist in dem durch Fig. 673 dargestellten Falle sowohl für $\Sigma (D) = D_1$, als auch für $\Sigma (D) = D_1 + D_2$ zu lösen, um zu ermitteln, ob das Maximal-Moment zwischen D_1 und D_2 oder zwischen D_2 und D_3 gelegen ist.

Für die Beanspruchung auf Biegung ist nun ¹⁸⁵⁾

$$\frac{\mathcal{F}}{a} = \frac{M_{max}}{K},$$

wenn mit \mathcal{F} das Trägheitsmoment des Querschnittes, mit a der Abstand der am meisten gezogenen Faer von der neutralen Axe, mit M_{max} das Maximal-Moment und mit K die größte zulässige Beanspruchung des Betons auf Zug bezeichnet wird.

Ist, wie in den meisten Fällen, der Querschnitt der Beton-Platte rechteckig (Breite = b , Höhe = h), so ist $\mathcal{F} = \frac{b h^3}{12}$. Nimmt man $b = 1 \text{ m}$ an, so wird $\mathcal{F} = \frac{h^3}{12}$, und da $a = \frac{1}{2} h$ ist, wird aus obiger Bedingungs-gleichung

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 M_{max}}{K}} \dots \dots \dots 192.$$

¹⁸⁵⁾ Nach Gleichung 36. auf S. 262 in Theil I, Band 1 dieses »Handbuches«.

Beispiel. Für den durch Fig. 672 näher bezeichneten Fall seien die von 3 Parallelmauern eines Haufes (auf eine Tiefe von 1 m normal zur Bildfläche) ausgeübten Drücke $D_1 = 9600 \text{ kg}$, $D_2 = 6800 \text{ kg}$ und $D_3 = 9600 \text{ kg}$, dabei $a_1 = 1,42 \text{ m}$, $a_2 = 8,12 \text{ m}$ und $a_3 = 11,12 \text{ m}$; ferner sei $l = 12,55 \text{ m}$.

Alsdann ist

$$R = 9600 + 6800 + 9600 = 26\,000 \text{ kg},$$

$$r = \frac{9600 \cdot 1,42 + 6800 \cdot 8,12 + 9600 \cdot 11,12}{26\,000} = 6,75 \text{ m},$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot 26\,000}{12,55} \left(\frac{3 \cdot 6,75}{12,55} - 1 \right) = 2544 \text{ kg}$$

und

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot 26\,000}{12,55} \left(2 - \frac{3 \cdot 6,75}{12,55} \right) = 1599 \text{ kg}.$$

Der Gesamtdruck auf den Baugrund beträgt hiernach

$$12,55 \cdot \frac{2544 + 1599}{2} + \text{Gewicht der Beton-Platte} = 26\,000 \text{ kg} + \text{Gewicht der Beton-Platte}.$$

Das Biegemoment für einen beliebigen Punkt war

$$M_x = \Sigma [D(x-a)] - \frac{\sigma_1 x^2}{2} - \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{6l} x^3;$$

daher wird für den Angriffspunkt des Druckes D_2

$$M = 9600(8,12 - 1,42) - 1599 \frac{8,12^2}{2} - \frac{75,8}{2} \cdot \frac{8,12^3}{3} = 4886 \text{ mkg}.$$

Der Abstand x , für den das Biegemoment zwischen D_1 und D_2 zum Maximum wird, folgt aus der Gleichung

$$0 = 9600 - 1599 x - 37,7 x^2$$

zu

$$x = -\frac{1599}{75,4} \pm \sqrt{\left(\frac{1599}{75,4}\right)^2 + \frac{9600}{37,7}} = 5,3 \text{ m};$$

daher das Maximal-Moment

$$M_{\max} = 9600(5,3 - 1,42) - \frac{1599}{2} 5,3^2 - \frac{2544 - 1599}{6 \cdot 12,55} 5,3^2,$$

$$M_{\max} = 12990 \text{ mkg}.$$

Die Abscisse des größten Biegemomentes zwischen D_2 und D_3 folgt aus der Gleichung

$$0 = 9600 + 6800 - 1599 x - 37,7 x^2 = \infty 8,3 \text{ m},$$

d. h. dasselbe fällt mit dem Moment M zusammen, und das berechnete $M_{\max} = 13\,000 \text{ mkg}$ ist wirklich das größte Biegemoment, welches in der fraglichen Beton-Platte auftritt.

Die Dicke h dieser Platte ergibt sich, wenn man $k = 2 \text{ kg}$ für 1 qcm (= 20 000 kg für 1 qm) annimmt, nach Gleichung 192. zu

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 13\,000}{20\,000}} = 1,97 \text{ m}.$$

Durchgehende Beton-Fundamente sind auch dann mit Vortheil anzuwenden, wenn der Baugrund Rutschungen befürchten läßt. Treten letztere ungeachtet aller sonst noch getroffenen Vorkehrungen ein, so bewegt sich die Beton-Platte mit dem ganzen darauf stehenden Gebäude, nicht einzelne Theile des letzteren; unter Umständen bleibt dabei das Gebäude unverfehrt, wie die letzten Bergrutsche in Aachen gezeigt haben.

Eine neuere städtische Schule in Aachen wurde auf eine 90 cm starke Beton-Schüttung gesetzt, welche, durch ein System von vernieteten I-Trägern in festem Rahmen gehalten, eine feste Tafel bildet, innerhalb deren, den Scheidewänden entsprechend, ebenfalls I-Träger eingelegt sind. Diese Beton-Platte liegt auf einer mehrere Meter hohen Sandschicht, unter der sich fast ungründlicher, nasser Klauboden befindet; die Sandschicht ist durch Stützmauern gegen seitliches Ausweichen geschützt.

Durchgehende Fundamente aus Cement-Beton sind ferner zu empfehlen, wenn die Kellerfohle eines Gebäudes gegen das Eindringen des Grundwassers zu schützen ist (vergl. Art. 366, S. 256).

Betreff der Herstellung der Beton-Fundamente ist noch das Folgende zu beachten.

1) Kommt in der Baugrube kein Grundwasser vor, so wird, nachdem die Sohle derselben nach Thunlichkeit geebnet wurde, die Beton-Schüttung schichtenweise eingebracht und abgerammt. Die Dicke der einzelnen Lagen soll nicht unter 15 cm betragen; sie soll aber auch nicht 25 bis 30 cm überschreiten, weil sonst das Rammen zu wenig wirksam ist. Das letztere wird mit Handrammen vorgenommen und dabei der Beton mit Wasser begossen; das Dichten würde vollkommener geschehen, wenn man statt der Rammen schwere Handwalzen anwenden würde; letztere ließen sich auch unter Wasser anwenden.

Das Hinzuführen von Wasser ist in trockenem Boden von Wichtigkeit, damit nicht letzterer dem Beton das zu seiner Erhärtung nothwendige Wasser entziehe. Wenn sich Beton-Fundamente im Trockenen nicht bewährt haben, wenn hie und da das Vorurtheil entstanden ist, daß sich dieselben nur für nassen Boden eignen, so dürfte meist der Grund in einer fehlenden oder mangelhaften Benetzung des Betons zu suchen sein.

Die Fundament-Gräben werden im vorliegenden Falle mit lothrechten Wänden ausgehoben; ist der Boden nicht fest genug, so muß eine Auszimmerung vorgenommen werden. Ist zu befürchten, daß sich von den Baugrubenwänden Erdtheilchen losbröckeln und zwischen die Betonmasse gerathen, so muß dies durch vorgelegte Bretter verhütet werden, da sonst der Beton verdorben wird.

Der Beton wird entweder in der Baugrube selbst oder außerhalb derselben gemengt. Unter sonst gleichen Verhältnissen ist das letztere Verfahren vorzuziehen; bei nicht zu großer Tiefe der Baugrube wird alsdann der Beton hinabgeworfen, bei größerer Tiefe auf schiefen Ebenen oder Rutschen, die nach der Baufohle geneigt sind, hinabgelassen.

Im alten Rom wurden die aus Gussmauerwerk gebildeten Fundamente in der Weise ausgeführt, daß man auf der Sohle der Fundament-Gräben zunächst eine Mörtelschicht von mindestens 10 bis 15 cm Dicke ausbreitete. Auf diese wurde eine eben so dicke oder nur wenig dickere Schicht von Steinbrocken geschüttet; letztere hatten höchstens einen Durchmesser von 8 bis 10 cm. Diese Schicht wurde so lange gestampft, bis alle Zwischenräume derselben mit Mörtel ausgefüllt waren. Hierauf kam wieder eine Mörtelschicht alsdann wieder eine Steinbrockenschicht; letztere wurde wieder gestampft etc.

2) Das eben beschriebene Verfahren ist auch noch zulässig, wenn in der Baugrube das Wasser einige Centimeter hoch steht. Ist dagegen die Wassermenge eine größere, so wird vor und während der Einbringung des Betons die Baugrube trocken gelegt, was in den meisten Fällen auch während der Grundgrabung nothwendig gewesen sein wird. Ist die lockere, abzugrabende Bodenschicht sehr lose, so daß zu befürchten steht, die Erdmassen würden beim Wassers schöpfen nach der Baugrube sich bewegen, so umschließt man dieselbe mit einer möglichst dichten Spundwand; bisweilen kann man die letztere auch durch eine kräftige Stülpwand ersetzen. Innerhalb dieser Umschließungswände wird unter steter Wasserhaltung die Grundgrabung und die Betonirung vorgenommen. Die Spundwand bleibt am besten, zum Schutze des Beton-Fundamentes gegen seitliches Ausweichen des darunter befindlichen, vom Wasser erweichten Bodens, stehen; doch empfiehlt es sich, sie unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel abzuschneiden und mit einem Holm zu versehen.

Bei manchen Bodenarten (Sand- und Kieschichten) tritt eine vollständige Auflockerung ein, wenn man aus der Baugrube das Wasser zu schöpfen beginnt; das stets nachdringende Grundwasser bringt die Sohle der Baugrube vollständig in Bewegung. In solchen Fällen hat man von einer sofortigen Trockenlegung der Baugrube abzusehen, muß vielmehr zunächst auf deren Sohle eine Beton-Schicht von entsprechender Dicke ausbreiten und erst nach Erhärtung derselben das Wasser auspumpen. Eine solche Betonlage kann auch dazu dienen, einzelne Quellen zu schließen

und deren schädliche Einwirkung auf das Fundament zu aufzuheben (vergl. Art. 384, S. 270).

Um derartige Beton-Schichten herzustellen, ist es nicht zulässig, daß man den Beton ohne Weiteres in das Wasser schüttet, weil alsdann der Mörtel ausgepült und eine Erhärtung des Bodens nicht eintreten würde. Man muß in solchen Fällen den Beton in möglichst geschlossene Behälter bringen, welche die Berührung mit dem Wasser thunlichst verhüten und in denen der Beton auf die Bauföhle versenkt wird; unten angekommen werden die Behälter entleert. Für die im Hochbauwesen vorkommenden Ausführungen erhalten derlei Behälter nur einen kleinen Rauminhalt (70 bis 80^l), um sie einfach und bequem handhaben und in jeden Winkel der Baugruben leiten zu können; man hat kleine Blechkasten, die an Stielen (schaufelartig) befestigt sind, hölzerne Eimer, Körbe aus Rohrgeflecht oder Säcke in Anwendung gebracht.

α) Die in erster Reihe genannten Beton-Schaufeln erhalten eine solche Größe, daß sie in gefülltem Zustande bequem von einem Arbeiter gehandhabt werden können. Der Arbeiter läßt die Schaufel mit Hilfe des Stieles auf die Sohle der Baugrube hinab und schüttet den Kasten aus. Der Beton erleidet die geringste nachtheilige Veränderung, wenn die Kasten mit Deckeln versehen sind, die sich beim Ausschütten von selbst öffnen.

β) Die hölzernen Eimer sind Hand- oder Wassereimer gewöhnlicher Art, in deren Boden fünf bis sechs Löcher von etwa 10 bis 15 mm Weite gebohrt werden. An der Unterseite des Bodens befindet sich in der Mitte eine eiserne Krampe. Der Eimer, mit dem sonst auch üblichen eisernen Bügel versehen, wird über Wasser mit Beton gefüllt und an der Versenkungsstelle auf ein ausgeklitztes Brett so hingestellt, daß der Arbeiter den Wirbel einer gewöhnlichen Kuhkette leicht durch die Krampe am Boden schieben kann. Alsdann wird der an einer Stange angebrachte Eimerhaken in den Eimerbügel gehakt und der Eimer mit Hilfe dieser Stange hinabgefenkt. Sobald er unten aufsitzt, wird die Senkstange ausgehakt und der Eimer durch Anziehen der Kette vorsichtig gekippt; nach vollzogener Entleerung wird er, in umgekehrter Stellung an der Kette hängend, heraufgezogen. Da derlei Eimer oben unbedeckt sind, kommt der Beton mit dem Wasser viel in Berührung.

γ) Die Körbe haben die Form von vierseitigen abgestutzten Pyramiden; der Boden derselben wird durch zwei Klappen gebildet, deren Gelenke aus Kupferdraht hergestellt sind. Die untere Klappe, welche mit der Versenkungskette in Verbindung gebracht wird, ist länger und bedeckt die obere Klappe. Beim Hinunterlassen des gefüllten Korbes hält die Kette die Bodenklappen geschlossen. Sitzt der Korb auf der Sohle auf, so wird er an den seitwärts befestigten Seilen in die Höhe gezogen, wobei sich die Klappen öffnen und der Beton herausfällt.

δ) Säcke werden seltener angewendet. Man kann gewöhnliche Kaffeesäcke benutzen, die durch aufgenähte Gurte widerstandsfähiger gemacht werden. An der unteren offenen Seite werden Ringe (etwa 1 cm weit) eingenäht; am anderen Ende wird ein steifes Rundholz befestigt. Der Schluß des gefüllten Sackes wird durch zwei Nadeln bewirkt, welche durch die gedachten Ringe gesteckt werden. An die Nadeln werden Leinen befestigt, die während des Herablassens des Sackes schlaff herabhängen. Nach dem Aufsitzen des Sackes auf der Sohle werden die Nadeln herausgezogen und der Sack in die Höhe gewunden, wobei der Beton herausfällt ¹⁸⁶⁾.

Man hat wohl auch Rohre angewendet, welche nach der Baugrube zu ein starkes Gefälle haben und durch welche der Beton in dieselbe hinabgeschüttet wird; indess kommt hierbei der Beton zu viel mit dem Wasser in Berührung, so daß der Mörtel herausgepült wird; auch verstopfen sich die Rohre leicht.

3) Hat man ein Beton-Fundament im offenen (stehenden oder fließenden) Wasser herzustellen, so muß zunächst eine Umschließung der Baugrube, sei es mittels dichter Spund- oder Pfahlwand, sei es mittels Fangdamm oder Schwimmkasten, vorgenommen werden. In den im Hochbau verhältnismäßig selten vorkommenden Fällen dieser Art wird alsdann die Baugrube in der Regel wasserfrei gemacht und die Betonirung

¹⁸⁶⁾ Näheres in: Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 17.

in der bereits gedachten Weise ausgeführt; es ist indeß nicht ausgeschlossen, daß die Betonirung unter Wasser geschieht, indem man den Beton in Trichtern oder in allseitig geschlossenen Kästen (von 0,06 bis 0,15 cbm Inhalt ¹⁸⁷⁾ versenkt.

Man hat in diesem Falle sich wohl auch der vorhin gedachten Beton-Schaufeln bedient; indeß sollte dies nur bei untergeordneten Bauwerken und in Ausnahmefällen geschehen. Bei der größten Voricht findet stets ein, wenn auch geringes Auspülen des Mörtels statt, und über jeder Beton-Schicht bildet sich Kalkschleim; dieser muß vor Aufbringen einer neuen Betonlage sorgfältig entfernt werden, weil er den Zusammenhang der einzelnen Lagen beeinträchtigt.

Auch bei Beton-Gründungen im Wasser muß das Fundament durch eine Spundwand gegen Unterpülung geschützt werden; unter Umständen wird zu gleichem Zwecke auch noch eine Steinschüttung angeordnet.

In denselben Fällen, für die sich das bereits in Art. 391 (S. 275) vorgesehene Asphalt-Mauerwerk empfiehlt, kann auch Asphalt-Beton mit Vortheil verwendet werden.

Die Gufsform dafür wird nach *Malo* in gleicher Weise, wie für Asphalt-Mauerwerk gebildet. Der Maftix-Asphalt wird auf 180 bis 200 Grad erhitzt und 50 bis 60 Procent seines Gewichtes Kieselsteine (in der Größe, wie sie beim Macadam angewendet wird) hineingeschüttet. Die Mischung wird unter fortwährendem Umrühren weiter gekocht, bis sie von Neuem die Temperatur erreicht hat, die sie durch Einführung der Kiesel verloren hat. Nunmehr gießt man die Mischung in die Gufsform und drückt dabei den Steinschlag kräftig zusammen; jedoch nicht so stark, daß er zerbricht. Nach dem Erstarren des Maftix erhält man einen festen, unveränderlichen und elastischen Fundament-Block.

Die Anwendung der Beton-Gründung ist eine im Hochbauwesen noch nicht genügend verbreitete, obwohl sie sich in äußerst verschiedenartigen Fällen als zweckmäßig erwiesen hat. Es sind in dieser Beziehung die nachstehenden Momente hervorzuheben.

1) Beton-Fundamente sind unter jenen Verhältnissen anzuwenden, die in Art. 405 (S. 285) angeführt wurden; sie können alsdann unter Umständen auch durch Sandschüttungen oder durch Schwellroste ersetzt werden. Vor den letzteren bietet der Beton den Vortheil dar, daß man es mit einem monolithen Fundamentkörper zu thun hat, daß man von der Lage des Grundwasserspiegels völlig unabhängig ist und daß ein aus hydraulischem Beton hergestellter Fundamentkörper nach unten zu wasserdicht abschließt. Den Sandschüttungen gegenüber zeigen Betonirungen den Uebelstand größerer Kosten; allein sie pressen sich unter der darauf gesetzten Last weniger zusammen und sind auch specifisch schwerer, daher geeigneter für Fundamente, als Sandschüttungen.

Die Gründung des Kirchthurmes in Liebschütz (Sachsen) liefert ein interessantes, hier einschlägiges Beispiel. Der zuerst dort erbaute Thurm stürzte bald nach der Vollendung ein; der zweite mußte, nachdem er einige Jahre gestanden hatte, wegen Baufälligkeit abgetragen werden. Die Ursache dieser Katastrophen lag darin, daß man gemauerte Fundamente auf eine sumpfige, weiche und mit Lehmtheilchen gemischte Erdschicht gesetzt hatte. Bei der dritten Aufführung des Thurmes wurde ein Beton-Fundament (1 Theil Stern-Cement, 1 Theil gelöschten Kalk, 2 Theile scharfer Flußsand und 6 Theile Granitbrocken mit Schmiedeschlacken) von 1 m Stärke ausgeführt, welches sich vollständig bewährt hat ¹⁸⁸⁾.

¹⁸⁷⁾ Ueber Einrichtung und Gebrauch solcher Beton-Trichter und -Kästen ist Näheres zu erfahren aus:

Caisses à couler le béton. Nouv. annales de la const. 1855, S. 37.

BREYMAN, G. A. Allgemeine Bau-Constructions-Lehre. IV. Theil. 2. Aufl. von A. SCHOLTZ. Stuttgart 1881. S. 379.

MENZEL, C. A. u. J. PROMNITZ. Die Gründung der Gebäude. Halle 1873. S. 154.

FRAUENHOLZ, W. Bau-Constructions-Lehre für Ingenieure. 3. Bd. München 1877. S. 363.

KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden. Leipzig 1879. S. 67.

FELDEGG, E. v. Allgemeine Constructionslehre des Ingenieurs. Nach Vorträgen von R. BAUMEISTER. Carlsruhe 1879. Fundirungen. S. 606.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 1. Band. Herausgegeben von E. HEUSINGER v. WALDEGG. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 344.

¹⁸⁸⁾ Näheres hierüber: Deutsche Bauz. 1874, S. 190.

2) Auch bei festerem Baugrunde kann man nicht selten Beton-Fundamente anwenden; ja man kann wohl auch voll gemauerte Fundamente durch betonirte ersetzen, namentlich dann mit Vortheil, wenn das Wasser störend auf die Fundirung einwirkt, gleich viel ob diese Störungen durch starken und zerstörenden Grundwasserzudrang oder durch offenes Wasser herbeigeführt werden. Indefs ist hierbei stets zu beachten, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen der Beton theurer, als gutes Fundament-Mauerwerk, und daß letzteres auch tragfähiger ist, wie ersterer. Will man eine gleiche Widerstandsfähigkeit des Fundamentes erzielen, so muß man dem Betonkörper eine größere Mächtigkeit geben, als dem Mauerwerk, oder man muß im ersteren Falle eine größere Fundirungstiefe vorsehen, als in letzterem.

Beispiel. Beim Bau des Reichsbankgebäudes in Bremen fand sich ein sehr lockerer, aufgefüllter Sandboden vor, der vom Druck benachbarter Gebäude schon bei 4 m Abstand seitlich auswich; der in größerer Tiefe vorhandene, gewachsene Boden war noch weniger tragfähig. Die Berechnung, die an einem älteren, zwar abzubrechenden, doch wohl erhaltenen Gebäude angestellt wurde, ergab, daß dieser aufgefüllte Boden 0,69 kg für 1 qcm ohne jedes Setzen trug. Es wurde nunmehr der Druck eines jeden Mauerstückes des projectirten Neubaus auf den Baugrund berechnet; es ergab sich z. B. bei den Säulen-Fundamenten ein Druck von 83 471 kg; dies durch 0,69 dividirt ergab sich als erforderliche Fundament-Fläche 120 970 qcm. Dieselbe wurde um $\frac{1}{10}$ verringert, weil das alte Gebäude nur Kalkmauerwerk hatte, das neue aber Cement-Beton und Grundmauerwerk in verlängertem Cementmörtel erhalten sollte. Die hiernach mit 108 000 qcm sich ergebende Fundament-Sohle ist mit $3,0 \times 3,6$ m für jede Säule in 50 cm starker Betonschicht ausgeführt und hierauf ein 1 m hohes Fundament-Mauerwerk, dessen Schichten um je $\frac{1}{4}$ Stein beiderseits absetzen und so zum Kern der Kellermauern sich verjüngen.

3) Beton-Gründungen werden endlich statt anderer Fundirungsweisen angewendet, wenn die Kosten dadurch geringer werden.

Wollte man z. B. bei größerer Mächtigkeit der stark pressbaren Bodenschicht dieselbe bis auf den tragfähigen Baugrund ausheben, so könnte man zwar auf diesen direct das Fundament-Mauerwerk setzen; allein die Kosten der Grundgrabung und der Mauerung wären sehr bedeutend. Man kann unter Umständen in ökonomischer Beziehung vortheilhafter verfahren, wenn man eine geringere Fundirungstiefe in Aussicht nimmt und mittels Beton auf pressbarem Boden gründet.

Man kann in solchen Fällen zwar auch Pfahlrost-Fundamente in Anwendung bringen, indem man mit Hilfe der Pfähle die vollständig tragfähige Bodenschicht zu erreichen trachtet; allein auch der Pfahlrost wird unter Umständen theurer zu stehen kommen als der Beton, so daß man ersteren durch letzteren ersetzt. Ueber die Vereinigung von Pfahlrost mit Beton-Platte wird noch im nächsten Abschnitt (Kap. I, b) die Rede sein.

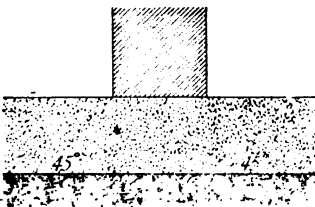
b) Fundamente aus Sandschüttungen.

413.
Eigenschaften
des
Sandes.

An reinem, grobkörnigem Quarzsand sind die folgenden, zum Theile bereits in den Fußnoten 151 u. 152 (S. 248) hervorgehobenen, für den Grundbau wichtigen Eigenschaften beobachtet und durch Versuche erhärtet worden.

1) Der auf eine Sandschicht ausgeübte Druck wird in günstiger Weise nach unten vertheilt; der auf die Basis dieser Sandschicht wirkfame Druck auf die Flächeneinheit kann bei genügender Mächtigkeit der Sandschicht auf ein verhältnismäßig geringes Maß gebracht werden.

Fig. 674.



Versuche haben ergeben, daß sich der auf die Sandschicht wirkfame Druck nahezu unter 45 Grad nach unten vertheilt (vergl. Fig. 674 u. Art. 363, S. 251). Hagen hat ferner auf experimentellem Wege nachgewiesen, daß bei Aufbringung einer Sandschicht der Druck auf ihre Unterlage Anfangs mit der Zunahme der Höhe auch wächst. Erhöht man die Schüttung immer mehr, so wird das Wachsthum jenes Druckes immer kleiner, bis es endlich ganz aufhört. Ueberschreitet die Mächtigkeit der Sandschicht diese Höhe, so bleibt der Druck auf ihre Unterlage constant.

2) Wenn der Sand durch seitliche Umschließung gegen das Auseinanderquillen geschützt ist, so zeigt er bei aufgebrachtter Belastung zwar eine ziemlich bedeutende Preßbarkeit; sobald jedoch die Zusammendrückung ein gewisses größtes Maß erreicht hat, verwandelt sich der Sand in eine kaum preßbare Schicht ¹⁸⁹⁾.

3) Sinkt bei der anfänglichen Zusammendrückung der Sandschicht die aufgebrachte Last in dieselbe ein, so erhebt sich um die letztere herum der Sand nicht; das Zusammenpressen wird demnach bloß durch das innigere Aneinanderrücken der einzelnen Sandkörner hervorgerufen ¹⁹⁰⁾.

4) Befinden sich in der Unterlage der Sandschicht einzelne besonders nachgiebige Stellen, so zeigt die letztere, hinreichende Mächtigkeit vorausgesetzt, an diesen Stellen keine partiellen Senkungen; die Druckvertheilung findet vielmehr in so günstiger Weise statt, daß die nachgiebigen Stellen gleichsam überbrückt und dadurch unschädlich gemacht werden ¹⁹¹⁾.

Von diesen werthvollen Eigenschaften des Sandbodens macht man im Grundbau in der Weise Anwendung, daß man bei nachgiebigem Baugrund das Fundament aus einer Sandschüttung oder Sandbettung herstellt. Dieselbe erweist sich zweckmäßig, sobald sie genügende Abmessungen erhält, aus geeignetem Material und in entsprechender Weise ausgeführt wird.

Die erste Anwendung des Sandes im Grundbau scheint in Frankreich gemacht worden zu sein, und zwar bei den Quai-Mauern des Canals St. Martin (1829) und bei Militärbauten zu Bayonne (1830 von Capitän *Gauseme*).

Die Mächtigkeit der als Fundament dienenden Sandschicht soll nicht weniger als 75 cm betragen; weiter als 3 m zu gehen ist indess auch nicht erforderlich. Mit Rücksicht auf die Druckvertheilung soll die Basis der Sandschicht um eben so viel vor den Begrenzungen des darauf zu setzenden Mauerkörpers vorspringen, als sie hoch ist.

Letzteres Verhältniß ergibt sich aus der schon erwähnten Thatfache, daß sich der Druck nahezu unter 45 Grad nach unten vertheilt. Kennt man sonach die Tragfähigkeit des vorhandenen Baugrundes und die Grundfläche des auf das Sand-Fundament zu setzenden Mauerkörpers, so läßt sich die Größe der Basis des Sand-Fundamentes berechnen.

Da indess die Tragfähigkeit des Baugrundes nicht immer mit genügender Sicherheit bekannt ist, so empfiehlt es sich, bei vorkommenden stärkeren Belastungen unmittelbare Versuche anzustellen, indem man auf dem gegebenen Boden Sandschichten von verschiedener Mächtigkeit herstellt und dieselben einer Probelastung unterzieht ¹⁹²⁾.

Im Allgemeinen ergibt sich hieraus, sobald die Baugrube lothrecht begrenzt ist, ein parallelepipedisch gestaltetes Fundament (Fig. 675). Sind die Wandungen der Fundament-Gräben geböcht, so nimmt die Breite der Sandschicht von unten nach

414.
Sand-
schüttungen.

415.
Abmessungen.

¹⁸⁹⁾ Es mag an dieser Stelle auf die in den Fußnoten 151 u. 152 (S. 248) angeführten Versuche *Hagen's* verwiesen werden, die sich zum nicht geringen Theile auf die Ermittlung der Eigenschaften des Sandes beziehen. Uebrigens hat auch *Beaudemoulin* durch Versuche fest gestellt, daß trockener Quarzsand, der in einen Beutel von Segeltuch oder in einen Kasten von dünnem Eisenblech gefüllt ist, nach einer leichten Zusammendrückung eine Masse bildet, die einem Drucke von 60 t für 1 qm mit Sicherheit widerstehen kann. Der Sand verhält sich der Umhüllung gegenüber so, als wäre er ein eingeschlossener Körper, und übt auf die Umhüllung nur an jenen Stellen eine Wirkung aus, wo die Last mit ihr in Berührung kommt. Der Sand bleibt aber dabei völlig theilbar und fließt aus einer in der Umhüllung angebrachten Oeffnung frei, aber langsam heraus.

¹⁹⁰⁾ Vergl. die *Hagen'schen* Versuche in Fußnote 152 (S. 248).

¹⁹¹⁾ *Hagen's* eben erwähnte Versuche bezogen sich auf diesen Gegenstand. Ein Gefäß mit genau schließender Bodenklappe wurde so lange mit Sand gefüllt, bis sich der Druck auf die letztere als von der Höhe der Sandschicht unabhängig erwies. Oeffnete man nun die Klappe, so fiel ein Theil des Sandes heraus; der übrige Theil blieb, höhlenartig geformt, im Gefäße zurück.

¹⁹²⁾ Solche Versuche wurden in sehr genauer Weise für die Hochbauten auf dem Bahnhofe zu Emden gemacht, welche ausführlich dargelegt sind in: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 153. Man hat dort gefunden, daß Sandschichten von 2,35 und 2,90 m Höhe keine größere Tragfähigkeit zeigten, als solche von 1,15 und 1,75 m Mächtigkeit. — Auch mag auf die Unterfuchungen verwiesen werden, die bei der Fundirung der Caferne an der Esplanade zu Wesel gemacht wurden und betreff deren das Nähere zu finden ist in: Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 629.

Fig. 675

Fig. 676.



1/100 n. Gr

Vom Güterschuppen auf dem Bahnhofe
zu Emden ¹⁹³⁾.

Von der Caferne an der Esplanade
zu Wesel ¹⁹⁴⁾.

oben zu; bisweilen wird die letztere Anordnung absichtlich gewählt, um durch die hinzugefügten Sandprismen *P, P* (Fig. 676) einen Gegendruck gegen etwaiges seitliches Ausweichen des Sandes zu gewinnen. In manchen Fällen hat man die Sandschicht nicht allein unter den einzelnen Mauern eines Gebäudes, sondern durchgehends unter dem ganzen Gebäude hergestellt.

So z. B. wurde beim Bau des *Kapf'schen Hauses* am Sielwall in Bremen Sand aus der Weser gebaggert und die Baugrube unter dem ganzen Hause damit ausgefüllt. Der Sand wurde in 50 cm dicken Schichten aufgebracht, reichlich mit Wasser begossen und dabei mittels eiserner Stangen die Sandkörner in Bewegung gebracht; jede Schicht wurde schließlich mit einer vierrännigen Ramme gedichtet.

Als Material empfiehlt sich für derlei Fundamente ganz reiner, scharfer und grobkörniger Quarzsand; bei diesem verschieben sich die einzelnen Körner in Folge großer Reibung viel weniger, als bei einem Sand, der aus kleinen, rundlichen Körnern besteht, oder gar solchem, der erdige und lehmige Theile enthält. Bei reinem, scharfem und grobkörnigem Sande ist deshalb auch die anfängliche Zusammendrückung geringer, als bei anderem Material.

In Gegenden am Meere oder in der Nähe größerer Ströme, wo häufig Baggerungen ausgeführt werden, hat man mit Vortheil das ausgebaggerte Material, sobald es viel Sand und nicht zu viel Schlamm und muschelige Theile enthielt, verwendet.

Um das Zusammendrücken des Sandes und dadurch auch das Setzen des Mauerwerkes möglichst zu verringern, wird die Sandbettung in einzelnen wagrechten Lagen von 20 bis 30 cm Dicke hergestellt; jede Lage wird mit Wasser begossen und mittels Rammen, besser mittels Walzen gedichtet. Das Dichten kann unter Umständen noch dadurch befördert werden, daß man die Sandschüttung einige Zeit nach der Ausführung regelmäßig mit Wasser übergießt. Ist der Baugrund wasserhaltig, so kann man auch in der Baugrube eine Pumpe aufstellen und diese von Zeit zu Zeit in Thatigkeit setzen; das Durchsaugen des Wassers dient dazu, die Sandkörner dichter zu lagern.

Zeigt der gegebene Baugrund einen starken Wechsel des Grundwassers, so muß die Sandschicht durch eine Spundwand oder eine Umschließung mit Thon-schlag begrenzt werden. Eine möglichst dichte Spundwand ist auch erforderlich,

¹⁹³⁾ Nach Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 169.

¹⁹⁴⁾ Nach Zeitschr. f. Bauw. 1863, Bl. U

wenn die Sandgründung im Wasser selbst vorzunehmen ist; man vermeide, wenn irgend thunlich, die unmittelbare Berührung der Sandbettung mit fließendem, selbst auch mit stehendem, offenen Wasser.

Man hat die Sandschüttung bisweilen mit Kalkmilch begossen; indess ist dieses Verfahren nicht gerade zu empfehlen. Ist die Kalkmilch sehr dünn und geschieht der Ueberguss in spärlichem Masse, so nutzt dieses Verfahren nicht viel mehr, als das Begießen mit reinem Wasser; verwendet man dagegen dicke Kalkmilch in reichlichem Masse, so wird die Gründung sehr theuer und ist besser durch eine Beton-Schicht zu ersetzen.

Der auf die Sandbettung aufzusetzende Mauerkörper ist erst einige Zeit nach Vollendung der ersteren auszuführen; das Mauerwerk ist nur langsam zu erhöhen und rasch trocknender Mörtel dafür zu verwenden.

Aus dem Gefagten geht hervor, dass sich die Sandgründung vor Allem für weichere Bodenarten empfiehlt, die eine energische und gleichmäßige Druckvertheilung erfordern; insbesondere ist es Torf-, Moor- und nasser Lehmboden, wo die Sand-Fundamente gute Dienste leisten; allein auch auf Mauerschutt etc. haben sie sich gut bewährt. Sie haben vor den gemauerten, den Beton- und den Schwellrost-Fundamenten auch noch den Vortheil großer Billigkeit voraus, weshalb sie bisweilen auch bei weniger pressbarem Baugrund statt gemauerter Fundamente Anwendung finden. Vor den Schwellrosten zeichnen sie sich auch noch dadurch aus, dass sie in Bezug auf ihre Tiefenlage keinerlei Beschränkungen unterworfen sind.

Beschränkt wird die Anwendung der Sand-Fundamente allerdings dadurch, dass die Belastung, die sie mit Sicherheit tragen können, keine zu große sein darf. Bei 1,5 bis 2,0 m Mächtigkeit der Sandbettung sollte das darauf gestellte Bauwerk keinen größeren Druck, als höchstens 2 bis 3 kg für 1 qcm ausüben.

427.
Anwendung.

Literatur

über »Fundamente aus Beton- und Sandschüttungen«.

EXNER. Ueber die Anwendung des Béton-Mörtels zum Fundamentiren unter Wasser. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 1, S. 236.

BRAUN. Ueber Anwendung des Traß-Bétons zur Fundamentirung der Gebäude. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 3, S. 112.

Ueber die Fundamentirung der Gebäude auf Sand. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 15, S. 67, 107.

Des Herrn Brücken- und Wege-Ingenieurs OLIVIER kurze Nachricht von Fundamentirungen auf Sand. CRELLE's Journ. f. d. Bauk., Bd. 12, S. 275.

WITZECK. Die Gründung der Gebäude des Thüringischen Bahnhofes bei Leipzig. Zeitschr. f. Bauw. 1860, S. 213.

GOLDMANN. Verschiedene Gründungen in Betreff der Tragfähigkeit. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 630.

BOLENIUS. Der Bahnhof zu Emden. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 154.

PLATH. Die Fundirung des neuen Maschinen- und Kesselhauses auf Rothenburgsort. Deutsche Bauz. 1871, S. 165.

SCHMIDT, H. Ueber den eisernen Centralbau für die Weltausstellung in Wien. Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 139.

ALTENDORFF, H. Fundirung eines Kirchthurmes auf Béton. Deutsche Bauz. 1874, S. 190.

TERRIER, CH. *Des devis et des fondations du nouvel opéra.* Gaz. des arch. et du bât. 1875, S. 141.

BAUDE. *Sur les fondations du nouvel opéra de Paris.* Bulletin de la soc. d'encourag. 1875, S. 498.

Einbringung des Betons. Wochbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 152.

Ueber Fundirungen auf zusammengedrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 448, 467, 481.

4. Kapitel.

Schwellroft-Fundamente.

418.
Allgemeines.

In Fällen, in denen zu befürchten ist, daß ein Bauwerk in Folge stark preßbaren Baugrundes, in Folge ungleichmäßiger Beschaffenheit des letzteren oder in Folge ungleich vertheilter Lasten nachtheilige Veränderungen erfahren könnte, ist vielfach ein hölzerner Boden oder Roft, der auf die Baufohle gelegt wird, als Fundament benutzt worden. Diese schon seit langer Zeit übliche Construction hat den Zweck, die vorhandenen Ungleichheiten im Baugrund oder in der Lastenvertheilung auszugleichen; sie soll auch innerhalb gewisser Grenzen die Drücke, die auf sie wirken, über eine größere Fläche vertheilen und unter Umständen eine Längsverankerung der Fundament-Construction anstreben.

Hierdurch entstanden die sog. liegenden Roste, auch gestreckte, fliegende oder schwimmende Roste genannt, die in sehr verschiedener Weise construirt worden sind.

a) Einfachere Roft-Constructionen.

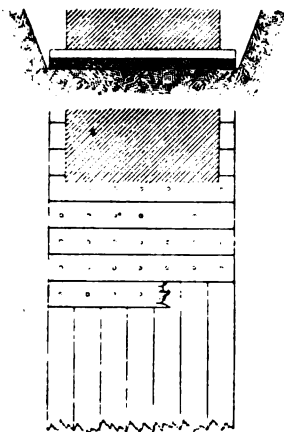
419.
Einfacher
Bohlenroft.

1) Der liegende Roft gestaltet sich am einfachsten, wenn er aus einer einzigen Lage von flach und dicht neben einander gelegten, 7 bis 10 cm starken Bohlen besteht, die erforderlichen Falles durch Dübel mit einander verbunden werden. Die Wirksamkeit eines solchen einfachen Bohlenrofes ist nur gering, weshalb er auch nur für untergeordnete, den Baugrund wenig belastende Bauwerke in Anwendung gebracht werden kann.

420.
Doppelter
Bohlenroft.

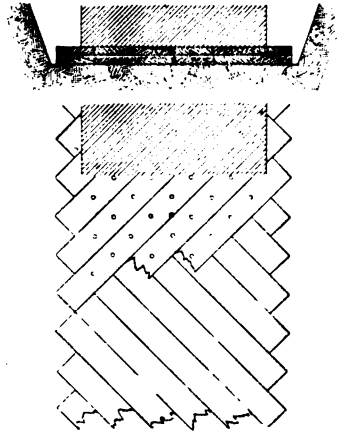
2) Die Roft-Construction kommt dem damit beabsichtigten Zwecke näher, wenn man sie aus zwei derartigen über einander gelegten Bohlen-schichten zusammensetzt. Die beiden Lagen durchkreuzen sich unter einem rechten Winkel; meist liegt die eine parallel zur Längsrichtung der Mauer (Fig. 677) und bringt nicht nur eine

Fig. 677.



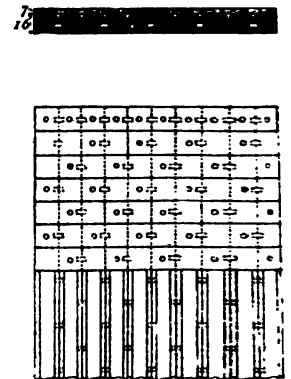
Doppelte Bohlenroste.

Fig. 678.



1/100 n. Gr.

Fig. 679.



Roft aus Halbhölzern.

Druckvertheilung in diesem Sinne hervor, sondern erzeugt auch eine Längsverankerung des auf dem Roste stehenden Mauerwerkes. In England werden die beiden Bohlen-

lagen wohl auch unter 45 Grad zur Mauervorderfläche gelegt (Fig. 678), wodurch zwar unter Umständen eine bessere Druckvertheilung erzielt werden kann, die Längsverankerung des Mauerwerkes jedoch nicht erreicht wird.

Der doppelte Bohlenrost ist zwar wirksamer, als der einfache; indess kann ersterer gleichfalls nur geringen Belastungen — 1,0, höchstens 1,5 kg für 1 qcm — ausgesetzt werden und nur bei gleichartigem Boden Verwendung finden.

3) Die unter 1 und 2 vorgeführten Rost-Constructionen werden tragfähiger, wenn man die eine oder die beiden Bohlenlagen durch stärkere Hölzer, sog. Halbhölzer, von 12 bis 15 cm Dicke, ersetzt; man kann alsdann mit der Belastung selbst bis zu 2 kg für 1 qcm gehen. Bei der in Fig. 679 dargestellten, in Oesterreich vorkommenden Anordnung sind die unteren, 16 cm starken Hölzer durch Dübel mit einander verbunden.

421.
Rost aus
Halbhölzern.

4) Die Tragfähigkeit des liegenden Rostes läßt sich weiters erhöhen, wenn man noch stärkere Balken in Anwendung bringt, bezw. wenn man mehr als zwei Lagen über einander anordnet; letzteres kommt namentlich im holzreichen Nordamerika vor. Durch die große Holzmasse, welche solche Fundamente erfordern, werden sie bei uns sehr theuer und kommen deshalb nur sehr selten oder gar nicht in Anwendung.

422.
Amerikanischer
Rost.

b) Schwellroste.

Schwellroste, die wohl auch kurzweg liegende Roste genannt werden, bestehen aus Lang- und Querschwellen, die in entsprechendem Abstände von einander in zwei sich kreuzenden Lagen angeordnet und mit einem Bohlenbelag überdeckt sind. Die Langschwellen haben den Druck in der Längsrichtung, die Querschwellen in dem dazu winkelrechten Sinne zu vertheilen. Die viereckigen Felder oder Fache, welche durch die beiden Schwellenlagen entstehen, werden bis zur Höhe des Bohlenbelages ausgefüllt; auf den letzteren wird das Mauerwerk aufgesetzt (Fig. 680 u. 681).

423.
Schwellrost.

Obwohl man in der Regel (besonders in Deutschland) die Langschwellen über die Querschwellen legt und diese Anordnung auch meistens empfohlen wird, so ist es doch in den häufigsten, d. i. in jenen Fällen des Hochbauwesens, wo im Wesentlichen nur lothrechte Drücke auf den Baugrund zu übertragen sind, gleichgiltig, welche der beiden Schwellenlagen nach unten gelegt wird. Nur wenn eine Mauer starken Seitenschüben zu widerstehen hat, so wird einer Verschiebung längs des Baugrundes besser entgegengewirkt, wenn die Langschwellen nach unten zu liegen kommen.

Der Bohlenbelag wird stets auf die Langschwellen gelegt; bilden diese die obere Schwellenlage, so ergeben die Bohlen einen ununterbrochenen Holzboden (Fig. 680). Wurden die Querschwellen nach oben gelegt, so ragt ein Theil derselben über dem Bohlenbelag hervor und greift in das Mauerwerk ein (französische Construction, Fig. 681).

Der Schwellrost überragt die Begrenzungen des darauf zu setzenden Mauerwerkes um 20 bis 40 cm; doch ordnet man die Außenflächen des letzteren in der Regel bündig mit der äußersten Langschwelle an.

Der in Art. 366 (S. 257) aufgestellten Constructions-Bedingung entsprechend, muß die Oberkante des Schwellrostes mindestens 30, besser 50 cm unter dem niedrigsten Wasserstande angeordnet werden.

Von vielen Seiten wird empfohlen, bei Fundamenten aus Sand, Beton und Schwellrost an den Gebäudeecken eine größere Verbreiterung eintreten zu lassen, als in den übrigen Theilen der betreffenden Mauern. In dieser allgemeinen Form ist eine solche Regel unrichtig; sie trifft nur zu, wenn die Belastung

Fig. 680.

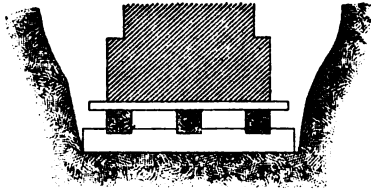
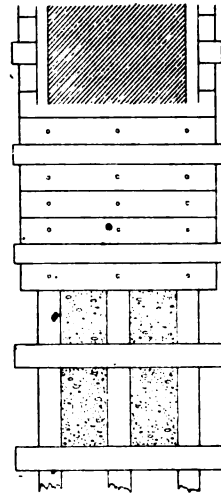
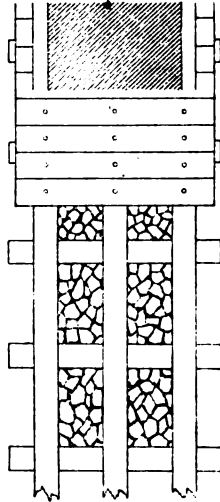
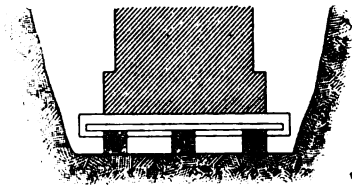


Fig. 681.

Schwellroste. — $\frac{1}{100}$ n. Gr.

an der Ecke wirklich größer oder wenn der Baugrund dort nachgiebiger ist; alsdann hat die Verbreiterung des Fundamentes nach Maßgabe der Druckverhältnisse stattzufinden. Wenn jedoch die Baugrundbelastung an der Gebäudeecke die gleiche oder noch kleiner ist (beide Fälle kommen vor), wie jene in den übrigen Theilen der Mauern, so bringt eine Vermehrung der Fundament-Breite ungleichmäßige Setzungen und Risse hervor¹⁹⁵⁾.

424
Schwellen.

Betreff der Constructions-Einzelheiten ist das Folgende hervorzuheben.

1) Für die Lang- und Querschwellen ist Eichenholz oder harzreiches Nadelholz zu empfehlen; ersteres hat unter Wasser eine sehr lange Dauer. Nadelhölzer eignen sich wegen ihres regelmäßigen Wuchses besser, sind aber nicht so dauerhaft; Kiefernholz ist am meisten zu empfehlen.

Liegen die Querschwellen (auch Zangen genannt) über den Langschwellen, so werden sie auf letztere aufgekämmt; bei umgekehrter Anordnung werden die Langschwellen etwa 5 bis 7 cm tief in die Querschwellen eingelassen. Bei längeren Mauern können die Langschwellen nicht mehr aus einem Stücke bestehen; der Stofs wird entweder stumpf angeordnet und eine Verbindung mittels eiserner Schienen, Krammen und Nägel (Fig. 682), mittels eiserner Verlaschung (Fig. 684) vorgenommen, oder es wird die Vereinigung

Fig. 682.

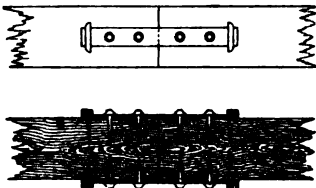


Fig. 683.

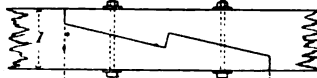
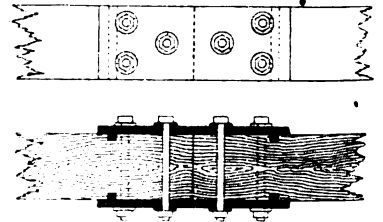


Fig. 684.



¹⁹⁵⁾ Vergl.: SCHMÖLCKE, J. Ueber Fundirungen auf zusammenrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1830 — ferner: MALCOMES. Ueber Fundirungen auf zusammenrückbarem Boden. Deutsche Bauz. 1880, S. 467.

mittels schrägen Hakenblattes (Fig. 683) angewendet. Eine Längsverbindung in der einen oder anderen Weise sollte niemals unterlassen werden, weil sonst der Vortheil der Längsverankerung verloren geht. Die Stöße der Langschwellen sind gegen einander zu versetzen, so daß auf eine Querschwelle immer nur ein Stoß zu liegen kommt.

Bei manchen englischen Schwellrosten sind Lang- und Querschwellen voll überfchnitten, so daß die Oberkanten beider in gleicher Höhe gelegen sind; auch wird vor dem Aufbringen des Rostes auf die geebnete Baufohle eine Schicht aus flachen, lagerhaften Steinen verlegt.

Die Entfernung der Langschwellen (von Mitte zu Mitte) soll so groß gewählt werden, daß die darauf liegenden Bohlen das Mauerwerk mit Sicherheit tragen können; dieselbe beträgt 0,80 bis 1,25 m, in der Regel jedoch zwischen 0,75 und 1,00 m. Die Querschwellen stehen etwas weiter von einander ab, 1,00 bis 1,80 m, meist zwischen 1,25 und 1,50 m.

Lang- und Querschwellen erhalten in der Regel einen quadratischen Querschnitt; die Querschnittsabmessung der ersteren schwankt zwischen 25 und 33 cm; die letzteren erhalten etwa das 0,9-fache davon, also 22 bis 30 cm Stärke. Bei geringerer Belastung werden die Schwellen wohl auch durch stärkere Bohlen oder Halbhölzer (15 bis 18 cm dick) ersetzt.

An Mauerecken, Mauerdurchkreuzungen etc. wechseln Lang- und Querschwellen in den zusammenstoßenden Schenkeln ihre Rolle, und es erhält dadurch der Bohlenbelag eine verschiedene Höhenlage (Fig. 685). Wollte man erzielen, daß dieser in einer Ebene gelegen ist, so müßte an der Ecke, an der Kreuzung etc. eine vollständige Ueberfchneidung der sich kreuzenden Schwellen stattfinden, was eine Schwächung derselben mit sich bringen würde; letztere ist namentlich an Gebäudeecken zu vermeiden.

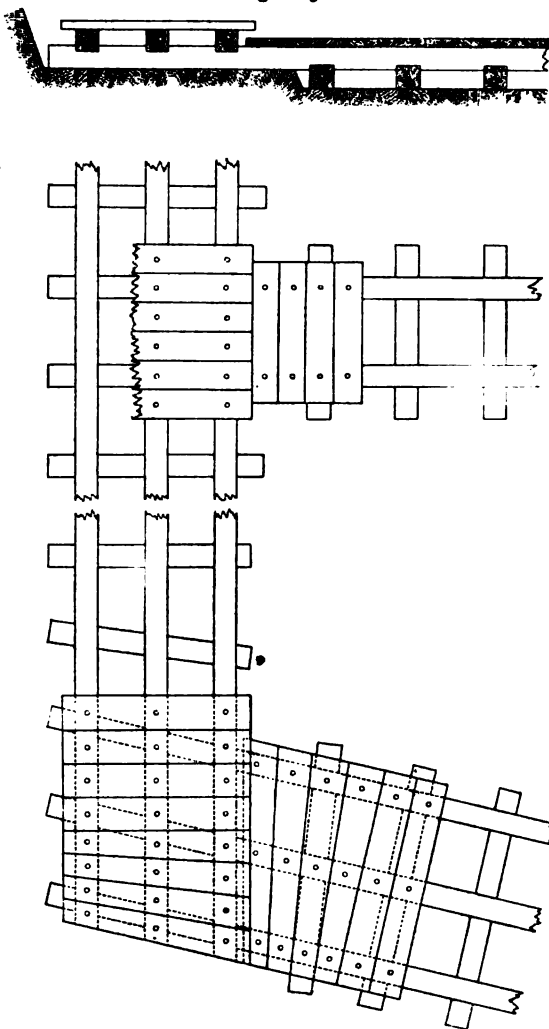
Wenn die auf Schwellrost zu fundirende Ecke schräg ist, so werden in der unmittelbaren Nähe derselben die Querschwellen nicht winkelrecht zu den Langschwellen, sondern schräg gelegt; man läßt sie allmählich aus der schrägen (zur anderen Mauer parallelen) Richtung in die normale Lage übergehen (Fig. 685).

2) Die Ausfüllung der Rostfelder, wohl auch Bettung genannt, besteht aus Kies, aus fest gestampftem Bauzuschutt, aus Lehm und Thon, aus Lehm mit Sand vermisch, aus Bruchsteinmauerwerk, aus Sand, aus Beton etc. Wenn Lehm verwendet wird, so schlage man denselben fest ein; Sand dichte man durch reichliches Uebergießen mit Wasser; eine Betonirung ist meist zu theuer, und es ist besser, statt eines Schwellrostes mit ausbetonirten Fachen ein nur aus Beton bestehendes Fundament anzuwenden.

Die Bettung soll stets in der Höhe der Langschwellen-Oberkante sorgfältig abgeglichen werden, damit sie den Bohlenbelag mitträgt; sonst ist ihr constructiver Werth ein geringer. Bisweilen hat man sie auch ganz weggelassen.

3) Der Bohlenbelag wird in der Regel $\frac{1}{8}$ so stark wie die Querschwellen, mithin 7 bis 10 cm gemacht. Seine Dicke ist von der Größe der Belastung und vom Abstand der Langschwellen abhängig; bei gegebener Bohlendicke muß die Entfernung der Langschwellen danach berechnet werden.

Fig. 685.



Schwellrost-Ecken- und -Durchkreuzungen.

 $\frac{1}{100}$ n. Gr.425.
Bettung.426.
Bohlenbelag.

Die Bohlen müssen stärker (12 bis 15 cm) gewählt werden, wenn die eine Schwellenlage weggelassen wird und der Bohlenbelag deren Aufgabe mit zu erfüllen hat.

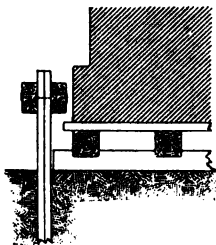
Die Bohlen werden auf den Langschwellen mittels hölzerner Nägel oder auch gar nicht befestigt. Es ist gut, wenn die Bohlen möglichst breit sind; sie sind meist rechteckig gestaltet; nur in der Nähe schräger Ecken nehmen sie Trapezform an (Fig. 685).

427.
Ausführung.

Ein derartig construirter Schwellrost kann bei nicht zu preßbarem und nicht zu ungleichartigem Boden einer Belastung von 2,5 bis 3,0 kg für 1 qcm ausgesetzt werden.

Bei Gründungen im Wasser muß der Schwellrost mit einer Spundwand umgeben werden (Fig. 686), die das Ausspülen des Bodenmaterials, unter Umständen auch der Bettung, zu verhüten hat. Auch bei sonstigen Schwellrost-Fundierungen kann sich die Anbringung einer Spundwand empfehlen, wenn man dadurch das seitliche Ausweichen des Baugrundes verhüten will.

Fig. 686.



Schwellrost mit Spundwand.

$\frac{1}{100}$ n. Gr.

Die Spundwand darf niemals unter den Schwellrost gelegt, muß vielmehr unabhängig davon angeordnet werden; in ersterem Falle würde ein ungleichmäßiges Setzen des Rostes hervorgerufen werden. Kann die Spundwand seitlich ausweichen, so schütze man sie dagegen durch Verankerung mit dem auf dem Roste ruhenden Mauerwerk.

Bei jeder Schwellrost-Gründung ist auch zu beachten, daß das darauf zu setzende Mauerwerk an allen Stellen in möglichst gleicher Höhe ausgeführt werde, damit die Belastung desselben eine thunlichst gleichmäßige sei. Wird das Mauerwerk nur an einigen Stellen bis zu einer gewissen Höhe aufgeführt, an anderen Stellen der Schwellrost aber gar nicht belastet, so tritt ein ungleichmäßiges Einsinken des Rostes, eine schädliche Durchbiegung, unter Umständen ein Schiefstellen desselben ein.

428.
Anwendung.

In Art. 405 (S. 285) wurde bereits gesagt, wann im Allgemeinen Sand-, Beton- und Schwellrost-Fundamente zur Anwendung kommen. Letztere haben vor den beiden ersteren den Vorzug, daß durch sie eine Längsverankerung des Mauerwerkes bewirkt wird; indess ist man bei Schwellrosten betreff der Fundirungs-Tiefe an das Niveau des niedrigsten Wasserstandes gebunden. Ein theilweises Einsinken des Bauwerkes wird durch den Schwellrost selbstredend nicht vermieden; allein auch dem ungleichmäßigen Setzen wird nur innerhalb gewisser Grenzen, die durch die Elasticitätsverhältnisse des Holzes gegeben sind, vorgebeugt. Der Schwellrost steht in letzterer Beziehung dem Beton und auch der Sandschüttung nach; letztere verhütet die ungleichmäßige Senkung in vollkommenerer Weise.

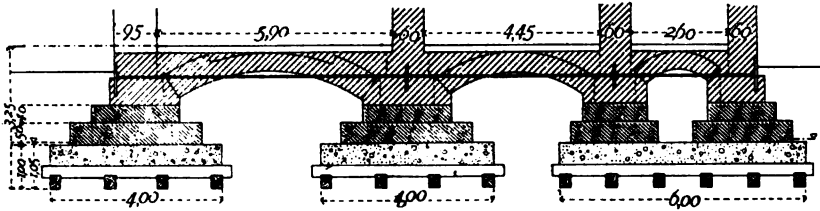
Erwägt man die erwähnten Mifsstände und nimmt man noch hinzu, daß in Folge der stets steigenden Holzpreise auch die Kosten der Schwellroste nicht geringe sind, so erweisen sich derartige Fundament-Constructions nur in wenigen Fällen als vortheilhaft. Man wird meistens den Schwellrost bei geringen Belastungen durch Sandschüttung, bei stärkerem Drucke durch Beton mit Erfolg ersetzen. Es entspricht auch dem heutigen Stande der Technik nur wenig, wenn man zwischen den Baugrund und das Mauerwerk ohne zwingende Gründe eine Holz-Construction legt.

Beispiele von Schwellrost-Gründungen aus älterer Zeit liegen ziemlich zahlreich vor¹⁹⁶⁾. Aus neuerer Zeit ist wohl nur die Fundirung des von v. Ferstel herrührenden Verwaltungsgebäudes des österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest, eines viergeschoßigen Baues mit nahezu quadratischer Grundfläche von 63 m Seitenlänge, erwähnenswerth (Fig. 687). Die Bodenverhältnisse waren die denkbar ungünstigsten, da der der See zugekehrte Theil, an dem sich die Hauptfront befindet, noch vor 30 Jahren, der rückseitige Theil noch vor etwa 100 Jahren dem Meere angehörte und der Grund bis auf die Tiefe von 29 m aus aufgeweichtem

¹⁹⁶⁾ Siehe u. A. die von Stapel ausgeführte Gründung des Packhofes in Halle a. d. S.: ROMBERG's Zeitschr. f. pract. Bauk. 1858, S. 34.

Schlamm Boden besteht. Alle in der Nähe befindlichen Gebäude zeigen denn auch, namentlich durch die Verbiegungen der horizontalen Bauglieder, den Einfluß dieses schlechten Baugrundes, der besonders auffallend am Triester Stadthause zu Tage tritt. Um derartigen Uebelfänden zu begegnen, hat das Fundament unter der Fußbodengleiche eine Tiefe von 8,25 m und setzt sich aus 4 Schichten zusammen. Die unterste, ungefähr 1 m hohe Schicht besteht aus einem starken, liegenden Roste aus Lärchenholz, der mit Beton

Fig. 687.

Vom Administrations-Gebäude des österreichisch-ungarischen Lloyd in Triest¹⁹⁷⁾. $\frac{1}{1175}$ n. Gr.

übermauert ist. Hierauf kommen, stets mit etwas abnehmender Breite, zwei Schichten aus Massigno-Blöcken, einem vortrefflichen, besonders zu Fundierungen geeigneten Materiale, das in der Nähe von Triest, und zwar in Platten bis zu 2 m Länge und 50 cm Dicke gebrochen wird. Auf die obere, etwa 40 cm starke Lage ist das Bruchsteinmauerwerk aufgesetzt. Es wurden bloß die wichtigsten Mauern in dieser Art fundirt, während die Scheidewand auf Gurte gesetzt sind, welche die Hauptfundamente mit einander verbinden. Ferner wurde, um ein möglichst gleichmäßiges Setzen zu erzielen, die Fundirungsfläche der in den einzelnen Abschnitten der Baufläche verschiedenen Bodendichtigkeit entsprechend bemessen. Der Erfolg dieser Anordnungen war im Wesentlichen ein günstiger, da das im Ganzen etwa 15 cm betragende Setzen ziemlich gleichmäßig erfolgt ist und der größte Unterschied in demselben anfänglich nur 6 cm, nach dem Einfügen der Steinverkleidung etwas mehr betragen hat. Die größere Senkung fand an der Seefseite statt, trotzdem dort breitere Fundamente vorhanden sind¹⁹⁷⁾.

¹⁹⁷⁾ Näheres in: Allg. Bauz. 1883, S. 38 — ferner: Wochschr. d. öst. Ing. u. Arch.-Ver. 1883, S. 5 — endlich: Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 47.

3. Abschnitt.

Verfenkte Fundamente.

429.
Vor-
bemerkungen.

Liegt die tragfähige Bodenschicht in so bedeutender Tiefe, daß sie mit den im vorhergehenden Abschnitt bezeichneten Mitteln nicht erreicht werden kann, oder ist der vorhandene Baugrund so locker und nachgiebig, daß man mit Hilfe von Sand-, Beton- oder Schwellrost-Fundamenten ein Bauwerk mit Sicherheit darauf nicht errichten kann, so wendet man verfenkte Fundamente an.

Wie schon in Art. 373 (S. 260) gesagt wurde, unterscheiden sich die verfenkten Fundamente von den aufgebauten wesentlich dadurch, daß sie nicht von unten nach oben, sondern von oben nach unten hergestellt werden. Es wird bei dieser Gründungs-

methode die lockere, nicht tragfähige Bodenschicht gar nicht oder nur zum geringen Theile abgegraben und die Fundirung durch diese Schicht hindurch vorgenommen. Hierbei werden entweder:

1) die Haupt-Constructionstheile des Fundamentes (die Pfähle) durch die lockere Schicht eingetrieben, bzw. eingedreht, oder

2) es wird unter dem fertigen Fundamentkörper das lockere Bodenmaterial weggenommen und dieser dadurch allmählich in den Boden eingefenkt.

Im ersteren Falle handelt es sich um Pfahlgründungen, im letzteren um Fundirungen auf Senkbrunnen und auf Senkröhren. In Betreff der Pfahlgründungen kommen hauptsächlich die sog. Pfahlroste in Betracht, bei denen hölzerne Rundpfähle die Fundamentstützen des Bauwerkes bilden.

Fig. 688.

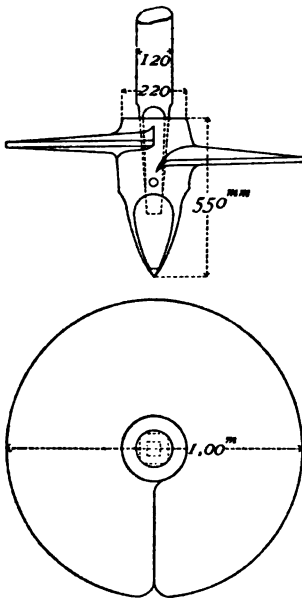
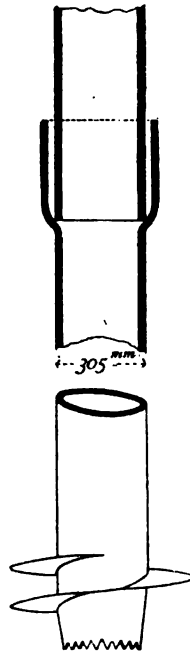


Fig. 689.



Schraubenpfahl

von einem Krahnscuppen
in Bremen (System *Neukirch*).

vom *Promenade-Pier*
zu Skegness.

1/25 n. Gr.

Indefs werden bei manchen Bauten am und im offenen Wasser, wie z. B. bei Badehäusern, Schwimm-Anstalten, *Promenade-Piers*, Leuchthürmen, Landungsbrücken etc. auch eiserne Pfähle angewendet, welche in der Regel in den Boden eingeschraubt, seltener eingetrieben werden.

430.
Gründung
auf eisernen
Pfählen.

Im vorliegenden Falle sind es meist geschmiedete Eisenstangen von 10 bis 15 cm (selten mehr) Durchmesser, welche unten mit einer sog. Pfahlschraube (Fig. 688) versehen sind; die letztere ist aus Gusseisen hergestellt, hat etwa 1 m Durchmesser und dient nicht nur zum Eindrehen der Pfähle in den Boden, sondern giebt denselben auch eine grössere Basis, wodurch sie der Belastung besser widerstehen. Die Tragfähigkeit derartiger Schraubenpfähle kann zu 45 kg für 1 qcm Pfahlkopffläche oder zu 12 kg zu 1 qcm Stützfläche angenommen werden. Noch seltener kommen bei den im Gebiete der Architektur in Betracht zu ziehenden Bauwerken gusseiserne Röhrenpfähle (Fig. 689) zur Verwendung.

Von den Gründungen auf eisernen Pfählen¹⁹⁸⁾ wird, in Rücksicht auf die geringe Anwendung derselben im Hochbauwesen, im Folgenden weiter nicht die Rede sein.

I. Kapitel.

Pfahlroft-Fundamente.

Den wesentlichsten Constructionstheil eines Pfahlroft-Fundamentes bilden die hölzernen Pfähle, welche ähnlich wie Säulen oder andere Freistützen den betreffenden Baukörper zu tragen haben. Diese Pfähle ragen entweder gar nicht, bezw. nur mit einem sehr geringen Theile ihrer Länge aus dem Boden hervor, sind also Grundpfähle, und der Pfahlroft wird tief liegend genannt; oder es tritt ein bedeutender Theil der Pfahllänge über dem Boden hervor, es sind demnach Langpfähle vorhanden, und man hat es mit einem hoch liegenden Pfahlroft oder einem Stelzen-Fundament zu thun. (Siehe auch Art. 149, S. 107.)

431.
Allgemeines.

Im Hochbauwesen kommen fast nur tief liegende Pfahlrofte vor, und es werden im Folgenden auch nur diese eine eingehende Besprechung erfahren.

Die tief liegenden Pfahlrofte werden in der Regel innerhalb einer wasserfreien Baugrube hergestellt, während die hoch liegenden für Gründungen im offenen Wasser Anwendung finden, wobei die Herstellung und Trockenlegung der Baugrube meistens entfällt.

Auf die Pfähle, welche in gleicher Höhe abgeschnitten werden, hat man bisweilen unmittelbar das Mauerwerk gesetzt; indess ist dies nur zulässig, wenn die Pfähle sehr nahe an einander stehen, wenn für die untersten Mauerstichten grobe Steine oder Platten zur Verwendung kommen und wenn die Belastung eine geringe ist. Liegen andere Bedingungen vor, so treten im Mauerkörper ungleichmässige Senkungen ein, welche schädliche Trennungen darin hervorrufen. In den allermeisten Fällen ist deshalb noch eine Zwischen-Construction oder Rostdecke erforderlich, die entweder durch einen liegenden Rost oder durch einen Betonkörper gebildet wird. Die erstere Anordnung ist die im Hochbauwesen gewöhnlich vorkommende; Beton-Pfahlrofte haben im Hochbauwesen bisher nur eine beschränkte Anwendung gefunden.

¹⁹⁸⁾ Aus der Literatur über eiserne Schraubenpfähle seien hervorgehoben:

HEINZERLING, F. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870. S. 393.

MORANDIÈRE, R. *Traité de la construction des ponts et viaducs. 1er fasc.* Paris 1874. S. 141.

KLASEN, L. Handbuch der Fundirungs-Methoden. Leipzig 1879. S. 120.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 1. Band. Herausgegeben von E. HEUSINGER v. WALDEGG. 2. Aufl. Leipzig 1884. S. 330.

a) Roftpfähle.

432.
Wirksamkeit
der
Pfähle.

Für die Roftpfähle ist vor Allem das in Abth. I, Abschn. 2, Kap. 2, b (Art. 149 bis 153, S. 107 bis 109) über Pfähle Gesagte maßgebend; an dieser Stelle mögen noch die folgenden Betrachtungen Platz finden.

1) Die Pfähle können den betreffenden Baukörper in zweifacher Weise tragen. Entweder stehen sie mit ihrer Spitze auf, bezw. zum Theile in der festen, tragfähigen Bodenschicht, übertragen sonach den aufgenommenen Druck unmittelbar auf die letztere. Oder sie erhalten in der lockeren Bodenschicht die erforderliche Standfestigkeit im Wesentlichen nur durch die Reibung zwischen der Pfahloberfläche und dem sie umgebenden Bodenmaterial¹⁹⁹⁾.

Dem in Art. 362 (S. 249) aufgestellten Grundsätze entsprechend, wird die erstgedachte Anordnung der letztangeführten stets vorzuziehen sein; die erstere ist dann mit der im vorhergehenden Abschnitt (Kap. 2, b, 1) vorgeführten Pfeilergründung sehr nahe verwandt, wird auch bisweilen mit derselben vereinigt. Bei größerer Mächtigkeit der lockeren Bodenschicht kann sich indeß eine so bedeutende Pfahllänge ergeben, daß die Fundirung viel zu theuer zu stehen käme, wollte man die Pfähle bis auf die tragfähige Schicht einrammen; ja die letztere kann unter Umständen mittels Pfählen gar nicht erreichbar sein.

433.
Richtung
der
Pfähle.

2) Die Pfähle werden auf Knickfestigkeit beansprucht; deshalb ist es am vortheilhaftesten, wenn die Axe der Pfähle in der Richtung des auf sie wirkenden Druckes gelegen ist. Da nun bei den meisten Hochbauten im Wesentlichen nur lothrechte

Fig. 691.

Fig. 690.

Drücke vorkommen, so werden die Pfähle in der Regel lothrecht in den Boden eingetrieben. Indeß wird es bei Widerlagern weit gespannter und flacher Gewölbe, bei Stützmauern, bei Freistützen, welche Dach-Constructionen zu tragen haben, überhaupt bei Bautheilen, die einen starken Seitenschub erfahren, vorzuziehen sein, die Pfähle in die Richtung des herrschenden Druckes zu stellen (Fig. 690).

Vom Verbindungs-Dock zu Hull.
1/200 n. Gr.

Reefendamm-Quai-Mauer in
Hamburg. — 1/200 n. Gr.

¹⁹⁹⁾ Wenn man diese Reibung in Rechnung ziehen will, ist zu beachten, daß sie meist im Anfang (unmittelbar nach dem Einrammen der Pfähle) größer ist und später etwas abnimmt. In Folge der Zusammenpressung, welche der Boden beim Einschlagen der Pfähle erfährt, ist die Reibung zunächst ziemlich bedeutend, indeß ist dieses Maß nur bei sandigem und ähnlichem Boden von Dauer. Bei anderem Material pflanzt sich der Druck allmählich nach außen fort, wodurch nach und nach ein Ausgleich in den Druckverhältnissen der betreffenden Bodenschicht eintritt, sonach die Reibung zwischen Pfählen und Erde vermindert wird. Das Schlagen einer Spundwand kann innerhalb gewisser Grenzen einem solchen Ausgleich entgegenwirken; allein bei besonders lockerem Boden kann auch eine solche Wand in schädlicher Weise beeinflusst werden; es kann ein Schiefstellen derselben eintreten.

Bisweilen genügt es, nur eine oder nur einige Pfahlreihen schräg zu stellen, die übrigen aber lothrecht anzuordnen (Fig. 691). In manchen Fällen ist der Seiten Schub veränderlich, nicht nur was seine Größe und Richtung betrifft, sondern auch in dem Sinne, daß er bald von der einen, bald von der anderen Seite wirksam sein kann. Bei Mittelstützen größerer Gewölbe-Constructionen, bei denen die Belastung veränderlich ist, bei den Stützen größerer Decken und Dächer etc. kann dieser Fall eintreten. Als dann werden einzelne Pfähle, bezw. Pfahlreihen gleichfalls schräg gestellt, jedoch nach verschiedenen Richtungen derart, daß den am häufigsten vorkommenden Druckverhältnissen in geeigneter Weise entgegengewirkt wird (Fig. 692).

3) Die Länge der Rostpfähle läßt sich dann in sehr einfacher Weise bestimmen, wenn die Pfahlpitzen auf der tragfähigen Bodenschicht stehen sollen. Die Tiefenlage der letzteren, die man durch geeignete Bodenuntersuchungen (vergl. Art. 333, S. 237) fest stellen muß, ist für die Pfahllänge maßgebend.

Dagegen stößt die Ermittlung der richtigen Pfahllänge häufig auf große Schwierigkeiten, wenn die Pfähle die erforderliche Standfestigkeit nur mittels Reibung in der lockeren Bodenschicht erhalten. Handelt es sich um eingerammte Pfähle, so kann man die von *Eytelwein*, *Redtenbacher*²⁰⁰⁾, *Weisbach*²⁰¹⁾ etc. aufgestellten Ramm-Theorien benutzen.

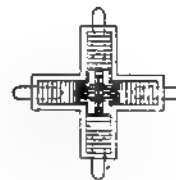
Die Ramm-Theorien haben die Aufgabe, eine Beziehung zwischen der Stößwirkung, die eine Ramme auf den einzutreibenden Pfahl ausübt, und der ruhenden Last, die er mit Sicherheit zu tragen im Stande ist, aufzustellen. Die gedachte Stößwirkung läßt sich nach jeder Hütze (von etwa 20 unmittelbar auf einander folgenden Schlägen) in so fern unmittelbar ermitteln, als man das Eindringen des Pfahles jedesmal messen kann. Je geringer dieses Eindringen in der letzten Hütze war, desto größer wird im Allgemeinen die Tragfähigkeit des Pfahles sein. In solchen Theorien spielen deshalb die Größen: Gewicht des Pfahles, Gewicht des Rammhämern, Fallhöhe des letzteren und Tiefe des Eindringens die Hauptrolle.

Die meisten Ramm-Theorien geben nur wenig zuverlässige Resultate, da sie auf die Beschaffenheit der betreffenden Bodenschicht keine genügende Rücksicht nehmen. Für Rostpfähle, die in anderer Weise, z. B. durch Wasserspülung, in den Boden getrieben werden, fehlen theoretische Anhaltspunkte gänzlich.

Da auch die empirischen Formeln, die von verschiedenen Autoren angegeben worden sind, unbrauchbar sind, so ist man in den häufigsten Fällen darauf angewiesen, die notwendige Pfahllänge durch Versuche zu ermitteln. Man treibt Probepfähle von verschiedener

434-
Länge
der
Pfähle.

Fig. 692



Vom Quai-Schuppen am Grasbrookhafen
zu Hamburg. — 1/200 n. Gr

200) REDTENBACHER, F. Principien der Mechanik und des Maschinenbaues. Mannheim 1852. S. 102.

201) WEISBACH, J. Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinen-Mechanik. I. Theil. 5. Aufl. Bearbeitet von G. HERRMANN. Braunschweig 1874. S. 824

Länge und nach verschiedenen Ramm-Methoden ein, bringt alsdann todte Lasten auf und beobachtet sorgfältig das Verhalten der Pfähle. Bei kleineren Bauwerken sind solche Versuche allerdings zu umständlich und kostspielig, und man fusst häufig auf sonstigen Erfahrungsergebnissen, namentlich auf solchen, die unter ähnlichen Verhältnissen gewonnen wurden.

In Frankreich nimmt man an, daß in mittelfestem Boden ein Pfahl, der eine dauernde Belastung von 25 t tragen soll, in der letzten Hitze höchstens 10 mm tief eindringen dürfe. — In Holland wird bei Belastungen von 5 bis 10 t die zulässige Eindringungstiefe bis zu 10 cm angenommen. — Im Sand- und Kiesboden der Rheinebene (Heffens und Badens) darf ein Pfahl, wenn er eine Last von 20 t mit Sicherheit tragen soll, in der letzten Hitze höchstens 4 bis 10 mm einsinken.

Alpine glaubt aus seinen Rammversuchen folgende Regeln gefunden zu haben:

a) Wächst die Fallhöhe des Rammhämmer, so nimmt die Tragfähigkeit des eingerammten Pfahles im Verhältniß der Quadratwurzel der Fallhöhe zu.

β) Wächst das Bärgegewicht, so nimmt die Tragfähigkeit um ca. 0,8 des vermehrten Gewichtes zu.

γ) Die Tragfähigkeiten von Pfählen, die mit gleichem Bärgegewicht bei gleicher Fallhöhe eingerammt wurden, verhalten sich wie die Quadrate der Reibungsflächen der Pfähle.

435. Dicke der Pfähle. 4) Die Größe der Pfahlkopf-Fläche hängt ab von der mittleren Dicke der Pfähle und von dem Verjüngungsverhältniß der Baumstämme, die zu den Pfählen benutzt wurden. Die mittlere Pfahldicke ist wieder abhängig von der Pfahllänge. Zu dem in Art. 149 (S. 107) in dieser Richtung bereits Gefagten sei hier noch hinzugefügt, daß man für die Pfähle tief liegender Roste einen mittleren Durchmesser

$$d = 12 + 3 \text{ l Centim.}$$

zu wählen habe, wenn l die Pfahllänge (in Met.) bezeichnet.

Prudhomme giebt allgemein

$$d = \frac{l}{24} \text{ Centim.}$$

an. Andere Autoren wählen bis 5 m Pfahllänge 25 cm Pfahldicke, für jeden Meter Mehrlänge 10 bis 15 mm Mehrdicke.

Die statische Ermittlung der Dicke von Grundpfählen ist mit Hilfe der Gleichung 26. (S. 107) möglich. Für Langpfähle ist die Gleichung 27. (S. 108) in Anwendung zu bringen; für annähernde Rechnungen kann man auch die Relation benutzen:

$$d = 15 + 2,75 \text{ l Centim.}$$

436. Zahl der Pfähle. 5) Die erforderliche Zahl von Rostpfählen ist gleich der Gesamtbelastung des Pfahlrostes, dividirt durch die Tragfähigkeit eines Pfahles. Letztere muß nach den in Art. 434 gemachten Angaben ermittelt werden; als weitere Anhaltspunkte mögen die nachstehenden Erfahrungszahlen dienen.

437. Tragfähigkeit der Pfähle. Die Tragfähigkeit für 1 qcm Pfahlkopf-Fläche schwankt zwischen 15 und 45 kg, bleibt aber meist zwischen 20 und 40 kg; eine Belastung von 20 kg ist bei langen Pfählen und lockerem Boden, eine Belastung von 40 kg bei kurzen Pfählen und weniger lockerem Boden zulässig.

Heinzerling giebt als zulässige Belastung für 1 qcm Nutzfläche des Pfahlrostes an: bei Moorboden 0,8 bis 1,2 kg, bei besserem Bodenmaterial 3 bis 5 kg, bei festerem durch Pfähle gedichteten Lehm-, Thon- und Sandboden bis 7 kg.

Ist die Tragfähigkeit für 1 qcm Pfahlkopf-Fläche k (in Kilogr.) und mißt die letztere f (in Quadr.-Centim.), so ist die Tragfähigkeit des Pfahles $k f$ Kilogr. Beträgt der Druck, den das künftige Bauwerk auf den Pfahlrost ausüben wird, D (in Tonnen), so ist die erforderliche Zahl n der Pfähle

$$n = \frac{1000 D}{k f}.$$

438. Anordnung der Pfähle. 6) Die Vertheilung der Pfähle im Grundriß soll derart geschehen, daß jeder Pfahl eine gleich große Belastung erfährt und daß an jede Ecke ein Pfahl zu stehen kommt. Bei regelmäßiger (rechteckiger) Grundrißform läßt sich diese Bedingung

am einfachsten dadurch erfüllen, daß man die Pfähle reihenweise schlägt (Fig. 693 u. 694). Die einzelnen Pfahlreihen erhalten alsdann einen Abstand von 0,70 bis 1,25 m, meist zwischen 0,80 und 1,00 m. Die Pfähle einer Reihe sind etwas weiter von einander entfernt, so daß der Abstand ca. um $\frac{1}{8}$ größer ist; man findet 0,90 bis 1,00 m, doch ist

1,00 bis 1,50 m Abstand zu empfehlen. Die statische Berechnung, welche auf Grundlage der in Art. 434 bis 438 gemachten Angaben anzustellen ist, muß für die Wahl des Pfahlabstandes maßgebend sein.

Soll die Rostdecke aus Lang- und Querschwellen gebildet werden, so muß unter jedem Kreuzungspunkte der beiden Schwellenlagen ein Pfahl gelegen sein; hierdurch ergibt sich die netzförmige, in Fig. 693, 696

u. 697 dargestellte Anordnung. Wenn jedoch die Pfähle einen Betonkörper oder das Mauerwerk direct zu tragen bekommen, empfiehlt es sich, die Pfähle in den einzelnen Pfahlreihen gegen einander zu versetzen (Fig. 694). Die äußerste Pfahlreihe *a* wird ziemlich häufig bündig mit dem Haupt des darüber stehenden Mauerwerkes gelegt; nur den Bohlenbelag läßt man bisweilen etwas vortreten (Fig. 695). Diese Anordnung ist unrichtig, weil alsdann die äußeren Pfahlreihen weniger zu tragen haben, wie die zwischenliegenden, daher leicht ungleichmäßige Setzungen eintreten können. Deshalb müssen entweder die äußeren Pfahlreihen etwas (um ca. 20 bis 30 cm) nach innen gerückt werden (Fig. 696), oder sie sind so weit nach außen zu schieben, daß die ihnen zunächst gelegenen Pfahlreihen eben so belastet sind, wie die zwischen den letzteren befindlichen (Fig. 697). Die zweitgedachte Anordnung ist die kostspieligere und empfiehlt sich nur für große Belastungen.

Fig. 693.

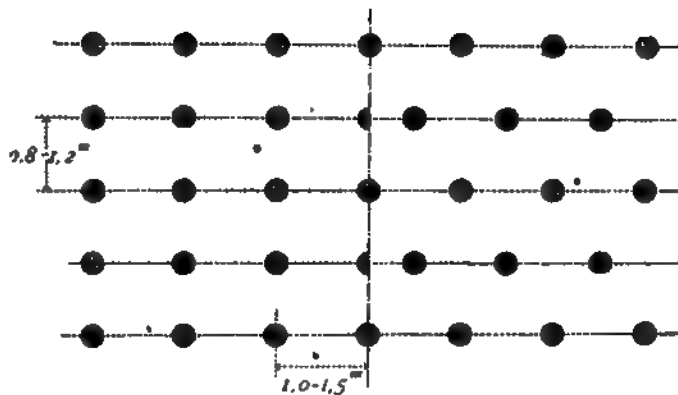


Fig. 694.

Fig. 696.

Fig. 697.

Fig. 695.

Bei Fundirung von Bauwerken, deren Grundriss weniger regelmässig geformt ist, gestaltet sich die Vertheilung der Rostpfähle weniger einfach. Handelt es sich um einen Beton-Pfahlrost, so hat man ziemlich freie Hand; wenn jedoch Holzschwellen auf die Pfähle zu liegen kommen, so muss man auf thunlichste Reihen-anordnung der letzteren sehen. Die neben stehende Tafel giebt ein Beispiel für eine unregelmässigere Grundrissanordnung.*

439.
Pfähle.

7) Die Rostpfähle regelmässig zu behauen, ist nicht nothwendig; es genügt, wenn die Rinde abgelöst wird. In der That kommen vier- oder gar achteckig (Fig. 698) behauene Pfähle sehr selten vor. Betreff der Form der Pfahlspitze, der Gestalt der etwa anzuwendenden Pfahlschuhe etc. ist bereits in Art. 150 bis 152 (S. 108 u. 109) das Erforderliche gesagt worden. Die Pfahlköpfe müssen so tief gelegen sein, dass die Oberkante der etwa darauf zu setzenden Holz-Construction mindestens 30, besser 50 cm unter den niedrigsten Wasserstand zu liegen kommt.

*Fig. 698.



Von der
neuen
Morgue
in
Paris 202).
1/60 n. Gr.

Wie schon in Art. 366 (S. 257) bemerkt wurde, ist hierbei auf eine möglicher Weise später eintretende Senkung des Grundwasserspiegels Rücksicht zu nehmen. In Hamburg hat man bei den um die Zeit nach dem grossen Brande ausgeführten Häusern diese Regel nicht befolgt. Bei den meisten Neubauten pflegte man etwa 60 cm unter der Kellersohle den Boden auszuheben und, wenn sich kein tragfähiger Baugrund vorfand, ohne Weiteres einen Pfahlrost auszuführen. Die Folgen dieses Verfahrens haben sich nach Senkung des Grundwasserstandes in Folge des Sielbaues in übelster Weise geltend gemacht, wovon die kostspieligen Unterfahrungen der Fundamente vieler Häuser auf der ehemaligen Brandstätte ein deutliches Zeugnis geben.

b) Rostdecke.

Die Rostdecke oder die Zwischen-Construction, welche die Last des auf dem Pfahlroste ruhenden Baukörpers aufnimmt und auf die Pfähle überträgt, kann eine Holz-Construction sein oder aus einem Betonkörper bestehen; bisweilen kommen beide Anordnungen vereinigt zur Anwendung.

Die Rostdecke soll stets winkelrecht zur Richtung des vom darauf zu setzenden Baukörper ausgeübten Druckes stehen. Hat man es hauptsächlich mit lothrechten Drücken zu thun, so stehen die Pfähle nach Früherem lothrecht, und die Rostdecke muss wagrecht gelegen sein. (Vergl. auch Fig. 690, S. 306.)

1) Hölzerne Rostdecken sind in ihrer Construction mit den in Art. 423 (S. 299) beschriebenen Schwellrosten sehr nahe verwandt. Zwei sich kreuzende Schwellenlagen mit einer Ausfüllung der Rostfäche, so wie ein aufgebrachter Bohlenbelag bilden auch hier die gewöhnliche Anordnung (Fig. 696 u. 697).

440.
Hölzerne
Rostdecken.

Die einer Pfahlreihe angehörigen Pfähle werden meist durch Langschwellen oder Holme mit einander verbunden. Stehen seitliche Verschiebungen nicht zu befürchten, so kann man diese Schwellen nur stumpf auf die in gleicher Höhe abgeschnittenen Pfähle aufsetzen (Fig. 697); meistens wird indeß eine Verbindung beider vorgenommen. Dieselbe geschieht am einfachsten mittels ca. 40 cm langer und 3 cm dicker Holzschrauben oder auch nur mittels eben so langer Nägel. Die Verbindung wird am widerstandsfähigsten, wenn man an die Pfahlköpfe kurze Zapfen (ca. 15 cm lang, 6 bis 8 cm breit, 8 bis 12 cm hoch) anschneidet und die Langschwellen mit entsprechenden Zapfenlöchern versieht (Fig. 699 u. 700). Man lässt wohl auch die Pfahlzapfen durch die ganze Schwellenhöhe hindurchgehen und treibt alsdann von oben Keile in die Hirnenden der Zapfen ein. Eine solche Anordnung ist zwecklos und kostspielig, daher nicht zu empfehlen.

441.
Lang- und
Querschwellen.

Längere Schwellen bestehen aus einzelnen Stücken, deren Stöße jedesmal auf einen Pfahl zu liegen kommen; die Stofsverbindung geschieht eben so, wie bereits in Art. 424 (S. 300) für die Schwellroste

202) Nach: *Revue gén. de l'arch.* 1864, Pl. 39.

Zu S. 310.

NEUE MORGUE IN PARIS.

Fundamentplan (Südliche Hälfte).

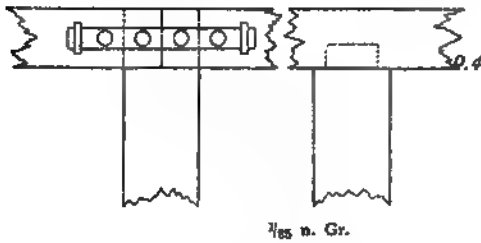
2
3

M

Fig. 699.

Fig. 700.

Fig. 701.



angegeben wurde; bei stumpfen Stößen (Fig. 699) werden die Zapfen am besten in der vollen Breite der Pfähle angefnitten, damit die beiden Schwellenenden sicher gefaßt werden.

Die Querschwellen oder Zangen, welche in transversalem Sinne auf die Langschwellen zu liegen kommen, werden entweder bloß mittels eiserner, 40 bis 45 cm langer Nägel (Fig. 701), bezw. Holzschrauben auf letzteren befestigt oder auf die Langschwellen aufgekümmt. Wenn indess, wie dies bei den meisten Hochbauten der Fall ist, die Langschwellen die wichtigere Rolle spielen, so werden diese gar nicht ausgefnitten, sondern nur die Querschwellen.

Von der neuen *Morgut*
in Paris 1892. — 1/80 n. Gr.

Bei Hochbauten liegen die Langschwellen gewöhnlich zu unterst, und es ist eine solche Anordnung, durch die eine Längsverankerung der ganzen Fundament-Construction erzielt wird, ganz entsprechend. Wenn indess starke Seitenschübe wirksam sind, wie bei Widerlagern von größeren Gewölben, bei Stützmauern etc., wenn in Folge dieser ein Ausweichen der Pfähle in der Querrichtung des Mauerwerkes zu befürchten wäre, ist es vorzuziehen, die Querschwellen unmittelbar auf die Pfähle aufzuzapfen und die Langschwellen erst auf diese zu legen.

Man hat in letzterem Falle wohl auch das unmittelbare Aufsetzen der Langschwellen auf die Pfahlköpfe beibehalten, jedoch die Rostzangen unter die letzteren gelegt; sie wurden doppelt (aus Halbhölzern) angeordnet, so daß die in einer Querreihe gelegenen Pfähle zwischen je zwei Halbzangen gefaßt und damit verbolzt wurden.

Die Bettung oder die Ausfüllung der Rostfäche, welche auch hier aus Sand, Mauerzuschutt, Steinpackung, Trockenmauerwerk, selbst aus Mörtelmauerwerk und aus Beton besteht, reicht bei Pfahlrosten meist ziemlich tief (50 cm und darüber) unter die untere Schwellenlage hinab, was zum Theile mit der Ausführung zusammenhängt.

442.
Bettung.

Für die letztere wird bei Hochbauten fast stets die Ausschachtung einer Baugrube erforderlich; die Tiefe derselben hängt zum Theile von der Tiefenlage der unterirdischen Räume und anderen örtlichen Verhältnissen ab; doch muß sie jedenfalls so groß sein, damit die Oberkante der Holz-Construction tief genug unter den niedrigsten Grundwasserspiegel zu liegen kommt.

443.
Ausführung.

Nachdem die Pfähle eingerammt worden sind, wird zwischen denselben das Bodenmaterial auf eine Tiefe von 30 bis 50 cm, bisweilen auf eine noch größere Tiefe ausgehoben; hierdurch wird das Abschneiden der Pfähle in gleicher Höhe, erforderlichen Falles das Anschneiden der Zapfen erleichtert.

Bei letzteren Arbeiten muß Wassersichöpfen stattfinden; man kann jedoch das Grundwasser benutzen, wenn die Pfähle in gleicher wagrechter Ebene abzuschneiden sind. Man läßt in die Anfangs trocken gehaltene Baugrube das Grundwasser bis in Pfahlkopfhöhe eintreten und reißt in der Höhe des Grundwasserspiegels an den Pfählen die betreffenden Marken ein.

Sind die Pfahlköpfe entsprechend vorbereitet, so wird zwischen den Pfählen die Bettung bis zur Höhe der Schwellen-Unterkannte eingebracht, hierauf werden die beiden Schwellenlagen veretzt und alsdann die von ihnen gebildeten Fäche gleichfalls ausgefüllt.

Bei Gründungen im offenen Wasser kann man gleichfalls durch Umschließung der Baustelle mit einer Spund- oder Pfahlwand, bezw. mit einem Fangdamm die Bildung einer wasserfreien Baugrube ermöglichen.

Das Abschneiden der Pfähle in gleicher Höhe kann in diesem Falle auch unter Wasser, mittels sog. Grundflößen, geschehen.

444
Hoch-
liegende
Pfahlroste.

Die Herstellung und Trockenlegung einer Baugrube kann im offenen Wasser umgangen werden, wenn man statt des tief liegenden den schon erwähnten hoch liegenden Pfahlrost anwendet. Die aus dem Grunde hervorragenden Langpfähle reichen bis an das Niederwasser und erhalten in dieser Höhe den Schwellenbelag (Fig. 702). Der Raum zwischen den Pfählen wird häufig mit Steinschüttungen ausgefüllt; bei größerer Höhe trachtet man die Standfestigkeit des Fundamentes durch ein zwischen die Pfähle gelegtes Strebenwerk zu erhöhen.

Fig. 702.

Beim Bau der neuen Börse in Königsberg (1871—73, Arch. H. Müller) ist der dem Wasser zugekehrte Theil des Gebäudes auf Langpfählen gegründet. Um diese abzustützen, bezw. gegen Ausknicken zu schützen, wurde zwischen die Pfähle, nachdem sie durch Spundwände umschlossen waren, eine Beton-Schüttung eingebracht. Schließlich wurde auf die Pfahlköpfe ein Bohlenbelag gelegt und auf diesen das Mauerwerk gesetzt.

445-
Bohlenbelag

Der Bohlenbelag wird hier eben so wie beim Schwellenrost ausgeführt; seine Dicke, so wie auch die Abmessungen der Schwellen sind wie bei letzteren zu wählen. Die Anordnung der Schwellenlagen und des Bohlenbelages an Mauerecken und Mauerdurchkreuzungen findet gleichfalls wie bei den Schwellenrosten statt (vergl. auch die Tafel bei S. 310). Bisweilen fehlt der Bohlenbelag gänzlich; es ist dies um so zu-

Vom Sandthor-Quai in Hamburg.
1/100 n. Gr.

lässiger, je tiefer die Bettung in den Boden reicht (Fig. 701); auch läßt man die eine oder die andere Schwellenlage weg, was insbesondere in Betreff der Querschwellen geschehen kann, sobald der Bohlenbelag die erforderliche Querverbindung hervorbringt.

446.
Spundwände

Sobald durch Wasser ein Unterwaschen der Rostdecke oder ein Erweichen des darunter befindlichen Bodenmaterials eintreten kann oder wenn man ein starkes seit-

Fig. 703.

Fig. 704.

Fig. 705

liches Ausweichen der lockeren Bodenschicht und der darin stehenden Pfähle befürchtet, ist der Pfahlrost durch eine Spundwand dagegen zu schützen. Dieselbe umschließt entweder das ganze Fundament, oder

S

S

Anordnung von Spundwänden bei Pfahlrosten. — 1/100 n. Gr.

sie wird nur an jener Seite geschlagen, von wo aus der Angriff des Wassers stattfindet. Bei Gründungen im offenen Wasser dürfen Spundwände nur dann fehlen, wenn sie durch Steinschüttungen ersetzt werden.

Es ist am vorteilhaftesten, die Spundwand *S* unabhängig von der Pfahlrost-Construction anzuordnen, wie in Fig. 705. Die Spundwand zwischen die äußersten Pfahlreihen oder unmittelbar neben dieselben, so zu legen, daß die Rostdecke oder der Bohlenbelag darüber hinwegreicht, ist nur dann zulässig, wenn die Pfahlreihenordnung nach Fig. 697 geschehen ist. Sonst bewirkt die Spundwand ungleichmäßige Senkungen, da sie unter der Belastung sich weniger setzt, als die dazu parallelen Pfahlreihen (Fig. 703 u. 704). Befürchtet man ein seitliches Ausweichen der gefordert angebrachten Spundwand, so verbinde man sie durch eiserne Anker mit den Querschwellen der Rostdecke.

2) Beton-Pfahlroste werden in der Weise gebildet, daß man auf die eingerammten und in gleicher Höhe abgeschnittenen Pfähle eine Beton-Schicht von entsprechender Mächtigkeit aufbringt (Fig. 706 u. 707). Die Pfahlköpfe sollten nicht weniger als 15 cm in den Betonkörper reichen, und dieser sollte über den Pfahlköpfen keine geringere Mächtigkeit als etwa 50 cm, besser 75 cm haben. Für die Herstellung dieser Beton-Schicht gilt das über Beton-Fundamente bereits Gefagte. Spundwände, welche den Betonkörper umschließen und gegen Unterwaschung schützen, sollten hier niemals fehlen (Fig. 707).

Für die Gründung des neuen Reichstagshauses in Berlin²⁰³⁾ ist an einzelnen Stellen (nördliche Thürme und Kuppel), wo der Baugrund besonders ungünstig befunden wurde, Beton-Pfahlrost-Gründung in Anwendung gekommen. Die mittels Dampfmaschinen *Siffon & White'schen* Systemes in der Zeit vom 1. September bis 14. October 1884 und zur Beschleunigung der Arbeit mit Hilfe der elektrischen Beleuchtung in den Abendstunden geschlagenen 2232 Stück Rundpfähle der Kuppel hatten bei einem mittleren Durchmesser von 25 cm eine Länge von 5 m, wurden in einer Tiefe von 1,1 m unter Niederwasser abgeschnitten und mit einem Betonkörper von 1,4 m Stärke bedeckt. Die Pfähle wurden nach einem gleichseitigen Dreieck in 1 m Entfernung von Mitte zu Mitte in schrägen Reihen, deren normaler Abstand 86,6 cm betrug, eingerammt. Vorher war die ganze Baugrube durch eine Spundwand von 5,22 m Tiefe umschlossen worden. Nach Beendigung der Rammarbeiten wurde der Boden zwischen den Pfahlköpfen bis auf 15 cm unterhalb dieser ausgehoben, so daß die Pfahlköpfe um dieses Maß in die Beton-Decke eingreifen²⁰⁴⁾.

Ueber die Kosten dieser Gründung, insbesondere auch im Vergleich zur gewöhnlichen Beton-Gründung siehe den unten²⁰⁵⁾ angezogenen Artikel.

Die Stärke, welche die Beton-Decke unter den ungünstigsten Verhältnissen erhalten mußte, läßt sich ermitteln, wenn man von der Voraussetzung ausgeht, daß diese Platte die ganze Last auf zwei benachbarte Pfahlreihen wie ein horizontal eingespannter Balken vermöge seiner Biegungs- und Scherfestigkeit zu übertragen hat.

Allerdings liegt ein solcher Zustand nur dann vor, wenn etwa durch Wasseradern an der Beton-Unterfläche die Berührung zwischen Beton und Erde unterbrochen werden oder letztere dem Zusammenpressen viel weniger Widerstand entgegenzusetzen sollte, als die Pfähle selbst.

Für Beanspruchung auf Biegung ist die Gleichung²⁰⁶⁾

$$\frac{\gamma}{a} = \frac{M}{K}$$

in Anwendung zu bringen, worin $\frac{\gamma}{a}$ das sog. Widerstandsmoment ist, γ das Trägheitsmoment des Quer-

447.
Beton-
Pfahlroste.

Fig. 706.

Fig. 707.

Beton-Pfahlroste. — $\frac{1}{100}$ n. Gr.

448.
Stärke
der
Beton-Decke.

²⁰³⁾ Siehe Art. 374 (S. 260).

²⁰⁴⁾ Nach: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 25.

²⁰⁵⁾ Siehe Gleichung 36. in Theil I. Bd. 1 (S. 262) dieses »Handbuches«.

schnittes, a den Abstand der am meisten gezogenen Faser von der neutralen Axe, M das größte Biegemoment und K die größte zulässige Zugbeanspruchung des Betons bezeichnet.

Für einen beiderseits eingespannten Balken ist das größte Angriffsmoment, wenn p die Belastung für die Flächeneinheit und l die freie Länge des Balkens bezeichnen,

$$M = \frac{1}{12} p l.$$

Ist h die Stärke der Beton-Decke, so ist $a = \frac{h}{2}$ und für einen Streifen von $b = 1 \text{ m}$ Breite ²⁰⁶⁾

$$J = \frac{1}{12} h^3.$$

Es wird fonach, auf Grundlage der obigen Bedingungsgleichung,

$$\frac{1 \cdot h^3 \cdot 2}{12 \cdot h} = \frac{p l}{12 K},$$

woraus

$$h = \sqrt{\frac{p l}{2 K}}.$$

Nimmt man K zu $1,8 \text{ kg}$ für 1 qcm ²⁰⁷⁾ an, so wird für Beanspruchung auf Biegung

$$h = 0,0082 \sqrt{p l}.$$

Für die Beanspruchung auf Abscheren dicht neben den Pfählen ist die Schubspannung für die Flächeneinheit ²⁰⁸⁾

$$\S = \frac{3}{2} \frac{Q}{h},$$

wobei wieder ein $b = 1 \text{ m}$ breiter Streifen angenommen wird und Q die Transversal- oder Vertikalkraft bezeichnet. Im vorliegenden Falle ist $Q = \frac{p l}{2}$, fonach

$$\S = \frac{3}{4} \frac{p l}{h}.$$

Die für Schubfestigkeit erforderliche Querschnittsgröße F ergibt sich aus der Relation ²⁰⁹⁾

$$F = \frac{\S}{T},$$

worin T die größte zulässige Schubbeanspruchung bezeichnet. Im vorliegenden Falle ist (für den 1 m breiten Streifen) $F = h$, fonach

$$h = \frac{\S}{T} = \frac{3 p l}{4 h T},$$

woraus

$$h = \sqrt{\frac{3 p l}{4 T}} = 0,006 \sqrt{\frac{p l}{T}}.$$

Nimmt man die Schubfestigkeit eines guten Cementmörtels zu 16 kg für 1 qcm und 10-fache Sicherheit an, so wird

$$h = 0,006 \sqrt{\frac{p l}{16000}} = 0,002 \sqrt{p l}.$$

Beispiel. Beim Bau des neuen Reichstaghauzes in Berlin betrug die größte Belastung der Beton-Decke stellenweise 60 t für 1 qm und der Abstand der Pfahlreihen, wie im vorhergehenden Artikel gesagt, 87 cm ; fonach ergibt sich für Beanspruchung auf Biegung

$$h = 0,0082 \sqrt{60000 \cdot 0,87} = 1,42 \text{ m}.$$

Die mit $1,4 \text{ m}$ gewählte Stärke der Beton-Decke ist fonach ausreichend.

Für die Beanspruchung auf Abscheren ist die größte Schubspannung bei der gewählten Stärke $h = 1,4 \text{ m}$

$$\S = \frac{3}{4} \cdot \frac{60000 \cdot 0,87}{1,4} = 28000 \text{ kg für } 1 \text{ qm}$$

oder $2,8 \text{ kg}$ für 1 qcm . Die Querschnittsfläche $F = 1,4 \text{ m}$, fonach die Beanspruchung auf Abscheren

$$T = 2,0 \text{ kg für } 1 \text{ qcm}.$$

²⁰⁶⁾ Siehe Gleichung 43. (S. 266) ebendaf.

²⁰⁷⁾ Siehe Tabelle auf S. 247 ebendaf.

²⁰⁸⁾ Siehe Art. 326 (S. 287) u. 329 (S. 289) ebendaf.

²⁰⁹⁾ Siehe Gleichung 27. (S. 255) ebendaf.

Fig 708

Physiologisches Institut.

1/200 n. Gr.

Siebe
den Querschnitt
auf S. 316.

1189 327 325

29/5

Fundament-Plan für das neue pharmakologische Institut in Berlin 210).

449.
Durchgehende
Beton-Decke.

Auch die Durchführung einer unter dem ganzen Gebäude durchgehenden Beton-Platte (siehe Art. 409, S. 287) ist auf den Beton-Pfahlrost übertragen worden. Es empfiehlt sich alsdann, unter denjenigen Partien der Betonirung, auf welche die Mauern oder andere stark belastete Objecte zu stehen kommen, die Pfähle dichter zu stellen, als in den übrigen Theilen.

Das neue pharmakologische Institut in Berlin (Ecke der Dorotheen-Straße und Schlachtgasse) wurde im Jahre 1879 auf einen derartigen durchgehenden Beton-Pfahlrost gestellt (Fig. 708 u. 709²¹⁰).

Die Beton-Platte ist 2m dick. Die Baugrube wurde, nachdem das Einrammen der Pfähle beendet war, zwischen den letzteren ausgebaggert, die Pfähle unter Wasser, 90 cm unter dem niedrigsten Wasserstande, abgeschnitten und dann der Beton eingebracht. Eine vergleichende Kostenberechnung fiel zu Gunsten dieser Construction aus.

Die das Gebäude umgebende Futtermauer soll die vom Straßenverkehre herrührenden Erschütterungen fern halten; deshalb durfte ihr Fundament mit dem des Gebäudes in keinem Zusammenhange stehen (siehe die Fußnote 146 auf S. 245). Diese Mauer erhielt eine gewöhnliche Pfahlrost-Gründung; ein Beton-Pfahlrost wäre, der doppelten Spundwände wegen, erheblich theurer zu stehen gekommen.

Fig. 709.

Schnitt nach 'a b' in Fig. 708²¹⁰). — 1/200 n. Gr.

450.
Sonstige
Anordnungen.

3) Eine Vereinigung der beiden unter 1 und 2 vorgeführten Rost-Constructionen kommt wohl auch zur Anwendung, wie dies aus Fig. 701 ersichtlich ist; indess ist das Hinzufügen der Holzschwellen zum Betonkörper nur dann gerechtfertigt, wenn der letztere nicht fest genug ist, um die erforderliche Längs- und Querverankerung der Pfähle hervorzubringen.

Eine eigenthümliche Art von Pfahlrost wandten schon die Römer an. *Vitruv* sagt darüber: Es wurden zunächst angekohlte Spitzpfähle aus dem Holz des Erlen-, Eichen- oder Oelbaumes ziemlich dicht neben einander geschlagen. Zwischen den Pfahlköpfen wurde eine Schicht Holzkohle ausgebreitet, um die Conservirung der Pfähle zu fördern. Ueber den Pfahlköpfen wurde Mauerwerk aus Quadern mit möglichst langen Bindern hergestellt etc.

²¹⁰) Nach den von Herrn Reg.- u. Baurath *Zaßrau* freundlichst zur Verfügung gestellten Plänen

4) Betreff der Anwendung der Pfahlrost-Fundamente sind bereits in Art. 432 (S. 306) die beiden Hauptfälle hervorgehoben worden, in denen diese Gründungsweise besonders in Frage kommt. Es ist auch schon gesagt worden, daß jene Anordnung den Vorzug verdient, wobei die Pfahlspitzen auf oder in der tragfähigen Bodenschicht stehen.

Unter den verschiedenen Pfahlrost-Constructionen ist im Allgemeinen dem Beton-Pfahlrost der Vorzug zu geben. Derselbe gestattet meist eine einfachere und raschere Ausführung; seine Kosten sind jedenfalls nicht höher, als die des gewöhnlichen Pfahlrostes, und man vermeidet zwischen Pfählen und Mauerwerk eine Zwischen-Construction, die aus so verschiedenartigem Material und aus so vielen Theilen besteht; Wasserschöpfen, welches nicht selten nachtheilig auf die Nachbargebäude wirkt, kann gänzlich vermieden werden. Die gewöhnliche Pfahlrost-Construction sollte man nur dann dem Beton-Pfahlrost vorziehen, wenn man eine Betonirung nicht leicht ausführen kann, oder wenn in sehr lockerem Boden eine besonders kräftige Verankerung der Rostpfähle unter einander erforderlich wird.

Da jedoch der letztgedachte Fall im Hochbauwesen sehr selten vorkommt, so läßt sich die Anwendung des Beton-Pfahlrostes für Hochbauten ziemlich allgemein empfehlen. Es ist zu bedauern, daß sich derselbe im Hochbauwesen bis vor Kurzem fast gar keinen Eingang verschafft hatte, obwohl die bei Ingenieurbauten gemachten Erfahrungen darthun, daß dies eine sehr zweckmäßige und zuverlässige Gründungsmethode ist²¹¹⁾. Um so erfreulicher ist es, daß in der neuesten Zeit, wie die Beispiele in Art. 447 u. 449 zeigen, ausgiebigere Anwendung von dieser Fundament-Construction gemacht wird.

Es soll schliesslich nicht unerwähnt bleiben, daß Pfahlrost-Gründungen stets kostspielige Fundirungsmethoden sind. Sie kommen um so theurer zu stehen, je länger die Rostpfähle sind. Man ist in letzterer Beziehung bis zu 20^m und mehr Pfahllänge gegangen; indess sollte man 12, höchstens 15^m nicht leicht übersteigen; bei größerer Fundirungs-Tiefe kommt in vielen Fällen die Gründung mit anderweitigen verfenkten Fundamenten billiger zu stehen²¹²⁾. Die Pfahlrost-Fundirung stellt sich dagegen in jenen Fällen am billigsten heraus, wo über dem tief anstehenden, tragfähigen Sandboden eine mächtige, weiche Alluvial-, Moor- oder Darg-Schicht lagert, wie dies z. B. in den deutschen und holländischen Nordsee-Marschen vorkommt.

Roste mit eingerammten Pfählen dürfen nicht angewendet werden, wenn durch die beim Einrammen der Pfähle erzeugten Erschütterungen nahe stehende Gebäude, unterirdische Rohrleitungen etc. Schaden leiden könnten, ein Fall, der in unseren Städten nicht selten vorkommt.

Die Pfahlrost-Gründung wird wohl auch mit anderen Fundirungsmethoden vereint angewendet. Fig. 667 (S. 283) zeigt eine Pfeilergründung mit Pfahlrost; in diesem Falle sind die Mauern des betreffenden Speichers auf einzelnen Pfeilern fundirt; zwischen letzteren sind Erdbogen eingeschaltet; Mauern und Pfeiler ruhen auf einem Pfahlrost.

211) Für Brückenpfeiler in größeren Wassertiefen kommt der gewöhnliche Pfahlrost nur mehr sehr selten zur Anwendung. Mittels Beton-Pfahlrost sind in neuester Zeit die Pfeiler sehr großer Strombrücken fundirt worden. Rostpfähle mit Beton-Schichten von 6 bis 8^m Mächtigkeit haben sich vorzüglich bewährt.

212) Nach einer von *Funk* gemachten Zusammenstellung, welche sich auf ca. 50 neuere Brücken-Fundirungen erstreckt, ergeben sich die durchschnittlichen Kosten von 1^{ebm} Brückenpfeiler bis zum Niederwasserstand bei Gründung auf Beton-Pfahlrost zu 97, bei Gründung auf Senkbrunnen zu 71 Mark. — Bei 19 Pfeilern, welche in neuerer Zeit für 6 sächsische Elb-Brücken ausgeführt worden sind, stellten sich die Kosten des Pfeilermauerwerkes bis zur Wasserhöhe

	bei Pfahlrost-Gründung:	bei Senkbrunnen-Gründung:
für 1 ^{ebm}	zwischen 105 u. 197 Mark;	zwischen 82 u. 125 Mark;
• 1 ^{qm} Sohlenfläche	zwischen 327 u. 480 Mark;	zwischen 254 u. 859 Mark;
• 1 ^{qm} des reinen Mauerwerkes	zwischen 447 u. 685 Mark;	zwischen 308 u. 1002 Mark.

Literatur

über »Pfahl-Gründungen«.

Neue Art der Pfahlgründung und Verankerung. Civiling. 1855, S. 124.

VAN RONZELN. Ueber die Anwendung von Schrägpfählen bei Fundamenten von Futtermauern. Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 462.

Beobachtungen über Pfahlgründungen durch Einschrauben. HAARMANN's Zeitschr. f. Bauhdw. 1862, S. 162.

Fundirungen auf Pfahlrost nach Compression des Bodens. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. 1865, S. 276.

Eine Erfahrung bei Fundaments-Bauten in Treibsand. Zeitschr. d. öft. Ing.- u. Arch.-Ver. 1867, S. 41.

BÜCKING, H. Foundation einer Lokomotiv-Drehzscheibe auf dem Bahnhofe Bremen. Deutsche Bauz. 1878, S. 178.

Promenade pier, Aldborough, Suffolk. Engineer, Bd. 46, S. 182, 183.

Iron promenade pier, Skegness. Engineer, Bd. 49, S. 42, 44, 66, 72.

PFEIFER. Der Pfahlrost des Gerichtsgebäudes in Braunschweig und das Einspülen von Pfählen. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 467.

2. Kapitel.

Senkbrunnen-Gründung.

452.
Uebersicht.

Die Gründung auf Senkbrunnen ist grundsätzlich nichts Anderes, als die Gründung auf einzelnen Fundament-Pfeilern, wie solche in den Art. 394 bis 399 (S. 277 bis 281) vorgeführt wurde. Auch hier werden Pfeiler auf die tragfähige Bodenschicht gesetzt und im oberen Theile durch geeignete Constructionen mit einander verbunden; auf der so gebildeten Substruction kann alsdann das Tagmauerwerk aufgeführt werden.

Der einzige Unterschied zwischen der Pfeiler- und Brunnengründung liegt in der Art und Weise der Pfeilerherstellung. Bei der früher beschriebenen Pfeilergründung mußte die nicht tragfähige Bodenschicht abgegraben werden, und es wurde auf der Sohle der so gebildeten Baugrube der Pfeiler massiv aufgemauert. Im vorliegenden Falle jedoch sind die Fundament-Pfeiler durch die lockere Bodenschicht hinabzusenken und werden in Folge dessen zunächst hohl oder brunnenartig ausgeführt. Im Hohlraume des Pfeilers wird mittels Handarbeit oder mit Hilfe mechanischer Vorrichtungen unter dem Brunnenmantel allmählich das lockere Bodenmaterial entfernt und auf diese Weise der Brunnen zum Sinken gebracht. Ist die Senkung bis auf die erforderliche Tiefe vollzogen, so wird der Brunnen mit geeignetem Material ausgefüllt und hierdurch in einen massiven Fundamentpfeiler verwandelt.

Die innige Verwandtschaft zwischen der gewöhnlichen Pfeiler- und der Senkbrunnen-Gründung zeigt sich auch in der Thatfache, daß nicht selten bei einem und demselben Gebäude ein Theil der Fundament-Pfeiler innerhalb ausgeschachteter Baugruben massiv aufgemauert, ein anderer aber brunnenartig versenkt wird; in der Regel ist hierbei die Fundirungs-Tiefe und der geringere oder stärkere Wasserandrang maßgebend. — An der Baustelle der neuen Locomotiv-Reparatur-Werkstätte auf dem Bahnhofe zu Genthin fand sich eine nach Süden ausgehende Torfschicht, welche an der nordöstlichsten Ecke des Gebäudes am mächtigsten war und dort 6^m Tiefe besaß; die Werkstätte wurde auf Pfeilern aufgeführt, welche durch Grundbogen verbunden waren; 16 Pfeiler konnten in gewöhnlicher Weise auf dem unter dem Torf anstehenden Sande hergestellt werden; bei den übrigen 24 Pfeilern war die zu durchdringende Torfschicht zu mächtig und der Wasserzudrang zu stark, so daß Brunnenpfeiler versenkt wurden.

In Art. 397 (S. 280) wurde bereits gesagt, daß unter gewöhnlichen Verhältnissen Senkbrunnen, die wohl auch Fundament-Brunnen, Senkschächte, Brunnenpfeiler etc. genannt werden, bei etwa 5 bis 6^m Tiefe billiger, als gewöhnliche Fundament-Pfeiler zu stehen kommen. Bei noch größerer Fundirungs-Tiefe verursacht die Ausschachtung, erforderlichen Falles auch die Zimmerung der Bau-

grube, so wie die Wasserhaltung derselben zu bedeutende Kosten. Die Verhältnisse gestalten sich für die Brunnengründung noch günstiger, wenn der Wasserzudrang ein besonders starker oder die zu durchdringende, nicht tragfähige Bodenschicht besonders locker ist, so daß die Baugruben-Zimmerung sehr kräftig ausgeführt werden mußte.

Die Fundirung auf Senkbrunnen tritt auch nicht selten an die Stelle der Pfahlroßgründung; es wird dies besonders dann geschehen, wenn sehr leicht beweglicher Boden vorhanden ist, worin die Pfähle keinen genügend sicheren Halt bekommen. Allein auch in anderen Fällen wird man Senkbrunnen vorziehen, weil sie häufig billiger sind, als Pfahlroste (vergl. die Kostenangaben in der Fußnote 212, S. 317), weil man unabhängig von der Höhenlage des Wasserspiegels ist und weil schädliche Erschütterungen, die durch das Einrammen von Pfählen erzeugt werden, vermieden sind.

Die Gründung auf Brunnenpfeilern ist seit vielen Jahrhunderten im Orient, insbesondere in Indien im Gebrauche. Ein arabischer Schriftsteller, der Aegypten im Jahre 1161 durchreiste, beschreibt schon diese Fundirungsweise. Der Sand- und Thonboden Indiens ist so beweglich, daß Pfahlroste ohne Wirksamkeit sind; auch ist die Ramme für Indien eine zu complicirte Maschine. Dagegen ist die Brunnengründung für die dortigen Baugrundverhältnisse und die Materialien, die zur Verfügung stehen, ganz geeignet. Dazu kommt eine Religion, welche die großen Ströme vergöttert, die Erbauung von Tempeln an ihren Ufern begünstigt, und deren Ceremonien zum Theil im Flußbett selbst gehalten werden; man war daher genöthigt, ein Mittel zu finden, um auf beweglichem Boden sichere Fundamente zu errichten.

Die Hindus führen die Brunnengründungen ganz ähnlich aus, wie dies im Folgenden für unsere Fundirungen dieser Art noch beschrieben werden wird. Die Engländer haben das Gründungsverfahren der Indier beibehalten und bei den Eisenbahnbauten dafelbst vielfach in Anwendung gebracht ²¹³⁾.

Nach *Gilly's* Mittheilungen soll im Jahre 1798 in Berlin die erste Brunnengründung, und zwar unabhängig vom indischen Verfahren, zur Ausführung gekommen sein. Indes scheint es, daß deren Anwendung erst seit dem Jahre 1846, seit beim Bau des Stationsgebäudes der Berlin-Hamburger Eisenbahn zu Berlin in größerem Maßstabe Gebrauch davon gemacht wurde, eine allgemeinere geworden ist.

Die Fundament-Brunnen werden meistens, insbesondere im Hochbauwesen, bis auf die tragfähige Bodenschicht gesenkt; in sehr seltenen Fällen wird die Senkung bloß auf eine solche Tiefe bewirkt, daß die Brunnenpfeiler im lockeren Boden nur vermöge der Reibung an den Außenwandungen die erforderliche Standfestigkeit erhalten.

Will man im letzteren Falle die Tiefe, bis zu welcher die Senkung auszuführen ist, annähernd berechnen, so hat man das Bodenmaterial als zerfließbare Masse anzusehen und den Brunnenpfeiler als schwimmenden Körper zu betrachten, außerdem aber die Reibung zwischen Erdreich und Mauerwerk in Rechnung zu ziehen ²¹⁴⁾.

Wenn irgend thunlich, trachte man die Brunnenpfeiler auf tragfähigen Baugrund zu setzen; es ist dies hier im Allgemeinen von noch größerer Wichtigkeit, als bei massiv aufgeführten Fundament-Pfeilern, da eine Verbreiterung des Fundamentes, eine Absteifung durch Erdbogen oder durch umgekehrte Gewölbe etc. ausgeschlossen ist.

a) Anordnung und Construction der Senkbrunnen.

Die Zahl und Vertheilung der Senkbrunnen, auf welche ein Gebäude zu fundiren ist, hängt vom Querschnitt derselben und von der Grundrißanordnung des betreffenden Bauwerkes ab. Man legt zunächst an jede Mauerecke, an jede Mauerdurchkreuzung und an jede sonstige Stelle, wo eine Mauer gegen die andere stößt, einen Brunnen; alsdann werden auf Grundlage der Fenster- und Thüreitheilung

453.
Zahl und
Vertheilung.

²¹³⁾ Vergl.: Geschichtliche Notiz über Fundirungen auf Röhren. Notizbl. d. Allg. Bauz. 1860, S. 450.

²¹⁴⁾ Siehe hierüber auch Art. 360 (S. 249).

Fig. 710. Ansicht.

Fig. 711. Fundament-Plan

Schulhäufergruppe für Knaben in Paris, *rue Baudricourt*²¹⁵⁾. — $\frac{1}{250}$ n. Gr.

weitere Zwischenbrunnen eingeschaltet, wobei namentlich darauf zu sehen ist, daß die Hauptfensterschäfte, so wie Constructionstheile, die eine besonders starke Belastung erfahren, auf einen Brunnen zu stehen kommen.

Fig. 710 u. 711 zeigen die Anordnung von Brunnenpfeilern für einen regelmäßig gestalteten Grundriß; in Fig. 713 ist der Fundament-Plan eines auf unregelmäßig geformter Baufläche ausgeführten Doppelhauses dargestellt.

In gleicher Weise, wie gewöhnliche Fundament-Pfeiler, müssen auch die Brunnenpfeiler einen so großen wagrechten Querschnitt erhalten, daß sie den vom darauf

454
Querschnitt.

²¹⁵⁾ Facf.-Repr. nach *Moniteur des arch.* 1875, Pl. 21

ruhenden Baukörper ausgeübten Druck aufzunehmen und auf den Baugrund in geeigneter Weise zu übertragen im Stande sind. Unter gewöhnlichen Verhältnissen ergibt sich die Entfernung der Brunnen (von Mitte zu Mitte) mit 3 bis 4 m, ihr äußerer Durchmesser mit 1,6 bis 2,0 m; nur bei sehr ungünstigen Druck- und Baugrundverhältnissen wird der Abstand zweier Brunnen kleiner als 3 m und der Durchmesser derselben größer als 2,25 m genommen. Stehen die Brunnen sehr nahe an einander und ist die Fundierungs-Tiefe keine große, so wendet man wohl auch nur Brunnen von 1,5 m oder noch kleinerem Durchmesser an.

Mit den Querschnittsabmessungen der Brunnenpfeiler unter ein gewisses kleinstes Maß herabzugehen, ist nicht statthaft, weil einerseits die Dicke des auf die Brunnen zu setzenden Mauerwerkes in dieser Beziehung eine Grenze setzt; andererseits muß der lichte Durchmesser des Brunnens so groß sein, daß die zu dessen Senkung erforderlichen Handhabungen im Hohlraum desselben vorgenommen werden können. Sollen die letzteren durch Menschenhand bewirkt werden, so ist ein lichter Durchmesser von mindestens 0,9 bis 1,0 m erforderlich.

An die Ecken der Gebäude legt man häufig etwas stärkere Brunnenpfeiler. Wenn jedoch die Gebäudeecken besonders gefährdet sind, wenn die unter dieselben gesetzten Brunnen von den Gurtbogen, welche sie mit den benachbarten Brunnen verbinden, oder von Gewölb-Construktionen über den Fundamenten einen sehr starken Seitenschub erfahren, und wenn der mit den Brunnen durchfahrene Boden leicht zur Seite ausweicht, so werden die Eckbrunnen noch durch Hilfsbrunnen abgesteift. Man ordnet entweder in der Verlängerung beider die Ecke *E* (Fig. 714) bildenden Mauern je einen solchen Hilfsbrunnen *A, B* an, oder man senkt in der Halbierungslinie des Winkels, den die beiden Mauern bei *E* (Fig. 715) bilden, einen einzigen Hilfsbrunnen *C* ab. Von diesen Hilfsbrunnen werden alsdann Strebebogen gegen den abzusteienden Eckbrunnen *E* gelegt. Wenn erforderlich, werden auch eiserne Anker im oberen Theile der Brunnen oder zwischen den Gurtbogen eingezogen.

Man giebt bei Hochbauten den Senkbrunnen in der Regel einen kreisförmigen Querschnitt; es ist dies mit Rücksicht auf die Senkung und den während derselben

Fig. 712. Hauptgeschoßs.

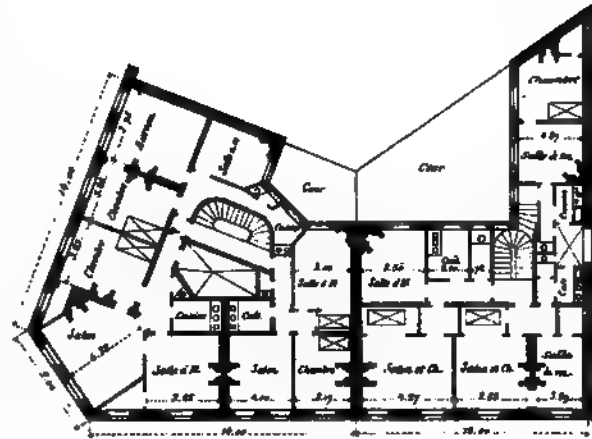


Fig. 713. Kellergeschoßs.

Wohn- und Geschäftshäuser in Paris, rue Rochechouart²¹⁶⁾.
1,500 n. Gr.

Die Tiefenmaße für die Brunnenpfeiler sind von der Kellerkante an gerechnet.

435-
Eckbrunnen.

436.
Grundrißs.

²¹⁶⁾ Facé-Repr. nach *Nouv. annales de la constr.* 1871, Pl. 39.
Handbuch der Architektur. III. 2.

Fig. 714.

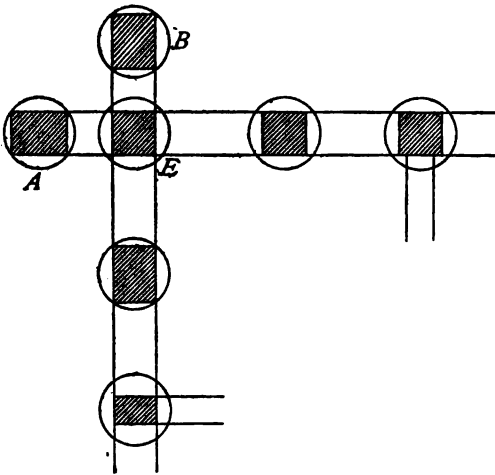
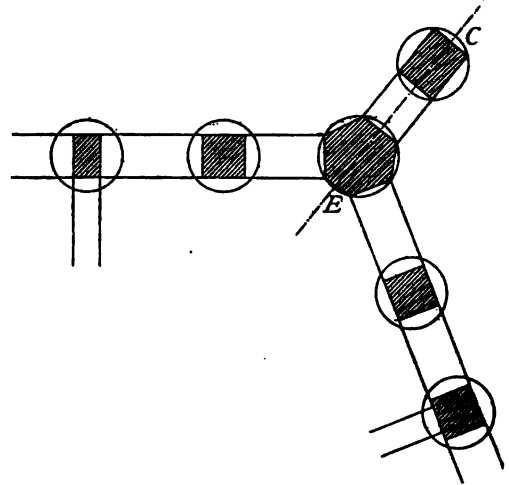


Fig. 715.

 $\frac{1}{200}$ n. Gr.

auf den Brunnen einwirkenden Erddruck die vorteilhafteste Grundriffsform. Indefs ist nicht ausgeschlossen, daß man auch quadratisch, rechteckig, oval (vergl. Fig. 713) oder anderweitig gestaltete Senkbrunnen, sobald dies die örtlichen Verhältnisse wünschenswerth erscheinen lassen, zur Ausführung bringt.

Fig. 716.

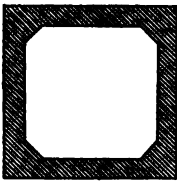
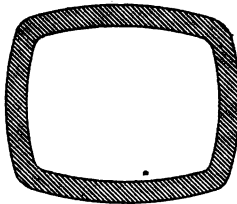


Fig. 717.

 $\frac{1}{100}$ n. Gr.

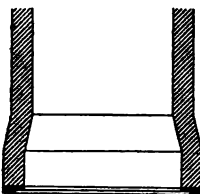
Wenn es sich um die Fundirung kleinerer Bauwerke, wie Gedächtnisssäulen, sonstiger Denkmäler etc. handelt, wird in der Regel nur ein einziger Brunnen angewendet, der alsdann auch größere Querschnitts-Abmessungen erhält. Man hat Brunnen von 4 bis 6 m und darüber Durchmesser gefenkt; die Grundriffsgehalt solcher Brunnen hängt selbstredend von der Grundform des betreffenden Bauwerkes ab.

Bei rechteckig gestalteten Brunnen empfiehlt es sich, die Ecken besonders fest zu construiren, da sie beim Senken am meisten

leiden. Ein guter Verband und eine schräge Ausmauerung nach Art der Fig. 716 entspricht dem beabsichtigten Zwecke.

Hat ein größerer rechteckiger Brunnen eine geringe Mantelstärke und ist stärkerer Erddruck, bzw. Wasserdruck zu erwarten, so kann man auch nach Art der Fig. 717 die Brunnenwandungen nach außen zu convex gestalten und die Ecken entsprechend abrunden.

Fig. 718.

 $\frac{1}{100}$ n. Gr.

Um beim Senken der Brunnen die Reibung im Erdreich zu vermindern, ist zu empfehlen, den Durchmesser der Brunnen nach oben zu etwas abnehmen zu lassen. Es geschieht dies dadurch, daß man entweder in einer Höhe von 0,5 bis 1,0 m über dem Brunnenkranz den Brunnenkörper etwas einzieht (nach Art von Fig. 718), oder daß man die Brunnen in ihrer ganzen Höhe schwach conisch (Verjüngungsverhältniß im Mittel 1 : 25) gestaltet.

Das Brunnenmauerwerk wird auf den sog. Brunnenkranz oder Schling aufgesetzt; derselbe bildet eine Art liegenden Rostes, welcher zugleich den Zweck zu erfüllen hat, dem Mauerwerk während des Senkens einen festen Zusammenhang zu

Fig. 719.

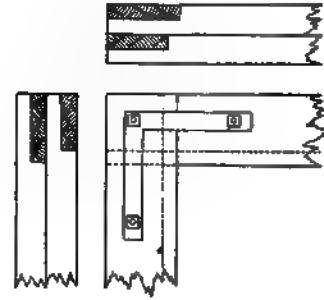


Fig. 720.

Fig. 721.

Fig. 722.

Fig. 723.

Brunnenkränze. — $\frac{1}{25}$ n. Gr.

geben. Damit beim Senken der Schling leicht in den Boden eindringe, erhält er einen keilförmigen Querschnitt (Fig. 719 u. 721); soll das Eindringen desselben besonders erleichtert werden, so wird seine Unterkante als Schneide (Fig. 720 u. 722) ausgebildet.

Als Material für die Brunnenkränze wird der Hauptsache nach Holz verwendet; bisweilen tritt eine Eisenverstärkung hinzu. Ganz aus Eisen hergestellte Schlinge kommen im Hochbauwesen kaum zur Anwendung.

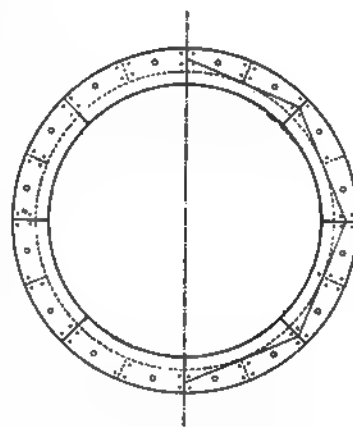
Die Brunnenkränze bestehen meist aus 2 bis 3 Lagen 4 bis 5 cm starker Bohlen, die mit einander verbolzt und vernagelt werden. Um ein keilförmiges Profil zu erzielen, nehmen die Bohlenlagen nach unten an Breite ab (Fig. 719 u. 720); bisweilen ist die unterste Lage dreikantig zugeschnitten (Fig. 720). Die Stöße der einzelnen Bohlenstücke sind in den zwei oder drei Lagen gegen einander versetzt, so daß in eine lothrechte Ebene nur eine Stoßfuge zu liegen kommt (Fig. 724 u. 725). Die unterste, kantig zugeschnittene Bohlenlage erfährt beim Senken den stärksten Angriff; sie wird deshalb in manchen Fällen, namentlich wenn man befürchtet, daß man auf steinigen Boden stoßen wird, mit einem eisernen Reifen zusammengehalten und verstärkt (Fig. 722); man hat sie wohl auch durch ein entsprechend gekrümmtes Winkeleisen (am besten ungleichschenkelig mit 40×80 oder 50×75 mm Schenkellängen) ersetzt (Fig. 723).

Seltener werden Brunnenkränze aus 2 Lagen stärkerer Verbandhölzer (8 bis 10 cm dick) zusammen-
gesetzt (Fig. 721).

Für den Brunnenmantel bilden gute und scharf gebrannte Klinker, so wie guter Cementmörtel die geeignetsten Materialien. Traßmörtel im vorliegenden Falle zu verwenden, ist nicht zu empfehlen, da derselbe zu langsam erhärtet. Für die

Fig. 724.

Fig. 725.

Brunnenkranz. — $\frac{1}{50}$ n. Gr.

im Hochbauwesen üblichen Brunnendurchmesser genügt eine Wanddicke von 1 Stein; nur bei ungewöhnlichen Abmessungen und bei sehr ungünstigen Bodenverhältnissen wendet man größere Stärken an.

Das Füllmauerwerk der Brunnen, bzw. der dieselben ausfüllende Beton kommt nur um Weniges billiger zu stehen, als das Mantelmauerwerk; weiters sinkt ein Brunnen von größerer Wandstärke besser, als einer von geringerer. Deshalb sollte man in der Bemessung der fraglichen Manteldicke nicht zu sparsam sein; maßgebend ist in dieser Beziehung nur noch, daß man den Innenraum des Brunnens mit Rücksicht auf die darin vorzunehmenden Arbeiten nicht zu sehr einengen darf. (Siehe hierüber auch Art. 454, S. 321.)

Anstatt der Ziegel kann man auch Hausteine, besonders in den höheren Schichten, verwenden. Auch Beton-Brunnen sind wiederholt ausgeführt worden, so z. B. bei den in Fig. 712 u. 713 dargestellten Wohn- und Geschäftshäusern in Paris.

Fig. 726.



Brunnen-Verankerung.
1/100 n. Gr.

Die Außenflächen des Brunnenmauerwerkes müssen thunlichst glatt geputzt werden, damit die Reibung im Erdreich möglichst gering wird. Große Brunnen werden aus gleichem Grunde mit einem Blechmantel umgeben. Glaubt man beim Senken auf Schwierigkeiten zu stoßen, so kann man, vom Schling ausgehend, Streichbretter anbringen, zwischen denen der Brunnen ausgeführt wird. Oder man verstärkt den Brunnenkranz durch einen 1 bis 2 m hohen, faßartigen Aufsatz aus lothrechten Brettern, die durch Eisenringe und Nagelung mit

einander verbunden sind.

459. Verankerung. Haben die vorher vorgenommenen Bodenuntersuchungen ergeben, daß man nicht mit genügender Sicherheit auf ein vollständig gleichförmiges Sinken des Brunnens zählen darf, so muß man denselben durch Verankerung gegen das Zerreißen schützen. Zu diesem Zwecke läßt man vom Brunnenkranz aus feste, lange Eisenanker durchgehen und verlegt in angemessener Höhe einen zweiten, jedoch schwächeren Kranz, über welchem die Ankerbolzen verschraubt werden; statt des zweiten Kranzes können auch größere eiserne Scheiben verlegt werden. In gleicher Weise kann die Verankerung noch weiter nach oben fortgesetzt werden (Fig. 726).

460. Ausfüllung. Für die Ausfüllung der in entsprechende Tiefe abgesenkten Brunnen kann jedes gute Steinmaterial und jeder gute hydraulische Mörtel, namentlich auch Traßmörtel, mit Vortheil benutzt werden.

Die unterste Füllschicht besteht in der Regel aus Beton; dieselbe hat den Zweck, dem Auftrieb des Wassers entgegenzuwirken und das Ausschöpfen des Brunnen-Innenraumes zu ermöglichen. Die geringste Mächtigkeit dieser Beton-Schicht läßt sich auf die in Art. 366 (S. 257) u. 408 (S. 286) angegebene Weise ermitteln. Kann der Beton 15 bis 20 Tage stehen bleiben, so kann zu seiner Bereitung Traßmörtel verwendet werden; sonst benutze man rasch erhärtenden Cementmörtel.

Ueber der so gebildeten Sohlenschicht besteht die Ausfüllung aus Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk oder auch aus Beton. Eine Ausmauerung erfordert unter allen Umständen, daß der Brunnen-Innenraum wasserfrei gemacht werde; bei einer Ausbetonirung ist dies nicht unbedingt nothwendig (vergl. das in Art. 410, S. 291 über die Herstellung von Beton-Fundamenten Gefagte). Ob man das eine oder das andere Material wählen soll, ist lediglich eine Kostenfrage. Im Allgemeinen und unter gewöhnlichen Verhältnissen ist zwar der Beton theurer, als Mauerwerk; allein

letzteres kommt im vorliegenden Falle höher zu stehen, da das Mauern und das Hinabschaffen der Materialien in dem engen Brunnen-Innenraume kostspielig wird.

Die Vereinigung der Brunnenpfeiler durch Grundbogen geschieht in gleicher Weise, wie bei gewöhnlichen Fundament-Pfeilern (vergl. Art. 394, S. 277). Im vorliegenden Falle werden fast ausschließlich halbkreisförmige Gurtbogen zur Ausführung gebracht, da die erforderliche Constructionshöhe wohl stets vorhanden ist und weil derlei Bogen

46r.
Grundbogen.

Fig. 728.

Fig. 727.

einen geringen Horizontal Schub ausüben. Um für die etwa 2 Stein starken Grundbogen ein gesichertes Widerlager zu haben, wird es bisweilen nothwendig, die kreisrunde Grundriss-

$\frac{1}{100}$ n. Gr.

form in die quadratische zu überführen; es geschieht dies durch Auskragung der oberen Steinscharen nach Art der Fig. 728.

$\frac{1}{100}$ n. Gr.

Stehen die Brunnen sehr nahe an einander, so kann man statt der Grundbogen Steinplatten anwenden, die von Brunnen zu Brunnen gelegt werden; auch kann man durch entsprechende Auskragung einiger Steinscharen eine derartige Construction ermöglichen (Fig. 727).

b) Ausführung der Brunnenpfeiler.

Soll ein Brunnenpfeiler gekenkt werden, so beginnt man in der Regel damit, die lockere Bodenschicht so tief abzugraben, als sich dies mit Rücksicht auf die Kosten empfiehlt. Keinesfalls wird man mit dieser Ausschachtung unter den Grundwasserspiegel gehen; sonst wird für die Tiefe der Baugrube namentlich die Beschaffenheit der zu Tage liegenden Bodenschicht maßgebend sein. Ist die letztere sehr locker, so müssen die Wandungen der Baugrube sehr flach gehalten oder abgezimmert werden; beides erhöht die Herstellungskosten. Die Sohle der Baugrube wird unter allen Umständen wagrecht abgeebnet.

46a.
Anfangs-
arbeiten.

In Folge örtlicher Verhältnisse kann man veranlaßt werden, von der Herstellung einer Baugrube ganz abzusehen und mit der Senkarbeit unmittelbar an der Erdoberfläche zu beginnen. Hat die Baustelle eine geneigte Lage, so gräbt man den Boden entweder so weit ab, bis man eine wagrechte Fläche von genügender Ausdehnung hat, oder man schüttet so viel Material auf, bis man ein gleiches Ergebnis erzielt hat.

Ist die Baustelle in entsprechender Weise vorbereitet, so wird der Brunnenkranz verlegt und die Mauerung des Brunnenmantels auf solche Höhe vorgenommen, als dies einerseits noch bequem genug und ohne kostspielige Gerüste geschehen kann und andererseits das für das Senken erforderliche Gewicht es wünschenswerth erscheinen läßt.

Nunmehr kann die eigentliche Senkarbeit beginnen. Dieselbe besteht darin, daß man im Innenraum des Brunnens das Bodenmaterial trichterförmig ausgräbt, bzw. in anderer Weise löst, und daß durch die Last des Brunnens dasjenige Erdreich in die hergestellte Grube nachfällt, auf dem der Brunnenmantel steht; hierbei wird die Brunnenmauerung oben im gleichen Maße erhöht, als der Brunnen in den

463.
Senkung.

Boden einsinkt. Je gleichmäßiger der Boden gelöst wird, desto gleichförmiger sinkt der Brunnen. Man vermeide, so weit als irgend möglich, ein plötzliches oder stofsweises Sinken, weil dies ein Reißen des Brunnenmauerwerkes, ein Schiefstellen des Brunnens und sonstige Mißstände herbeiführen kann. In Folge dessen wird es sich empfehlen, die Lösung des Bodens mit großer Vorsicht vorzunehmen und nicht zu große Massen desselben auf einmal hervorzuholen.

Tritt ungeachtet aller Vorsicht ein Schiefstellen des Brunnens ein, so muß schleunigst an der der größeren Senkung entgegengesetzten Seite das Bodenmaterial entfernt werden, damit der Brunnen an dieser Stelle nachsinkt und sich wieder gerade richtet.

464.
Belastung.

Anfangs sinkt der Brunnen nur in Folge seines Eigengewichtes ein. Indefs erreicht man bald einen Zustand, wobei der Brunnen nicht mehr sinkt, obwohl die Lösung und Beseitigung des Bodens in genügender Weise vorgeschritten ist. Es entstehen hohle Räume unter dem Brunnenkranz, und man darf die Lösearbeit nicht weiter fortsetzen, weil sonst ein plötzliches Sinken oder gar ein Abreißen des Brunnenmauerwerkes eintreten könnte.

Das weitere Sinken des Brunnens muß durch künstliche Belastung desselben geschehen. Man bringt auf das Brunnenmauerwerk oder auf quer darüber gelegte Bohlen schwere Gegenstände, wie große Steine, Eisenschienen, Bleibarren, wohl auch Backsteine, die später vermauert werden sollen, oder Tonnen, in die man das gelöste Bodenmaterial schüttet, Arbeitsgerüste etc.

465.
Lösung
des
Bodens.

Die Lösung des Bodens kann entweder durch Ausgrabung desselben im Trockenen oder unter Wasser geschehen. Im ersteren Falle wird die Grabarbeit durch Menschenhand unter steter Wasserhaltung vorgenommen; im letzteren Falle sind mechanische Vorrichtungen für die Lösearbeit erforderlich, die meist gleichfalls durch Menschen gehandhabt werden, für welche aber auch andere Motoren Verwendung finden können.

466.
Handarbeit.

Das unmittelbare Ausgraben des Bodens durch Arbeiter im wasserfrei gehaltenen Brunnen-Innenraume ist im Allgemeinen jeder anderen Senkmethode vorzuziehen, da man den Verlauf der Senkarbeit, die Beschaffenheit des zu lösenden Bodens etc. scharf überwachen kann. Die Emporbringung des ausgegrabenen Erdreiches geschieht entweder durch Schaufelwurf, bei größerer Tiefe mit Hilfe von Zwischengerüsten, oder durch Eimer, die mittels Winden auf- und abgewunden werden.

Der Hauptnachtheil dieses Verfahrens ist in den bedeutenden Kosten der Wasserhaltung zu suchen; bei sehr losem Boden, bei starkem Wasserzudrang kann dieselbe entweder gar nicht oder nur mit vielen Schwierigkeiten durchführbar sein. Bei großer Wassertiefe ist auch ein Eindringen des Brunnenmauerwerkes durch den äußeren Wasserdruck zu befürchten. Häufig tritt in Folge dessen an die Stelle unmittelbarer Ausgrabung des Bodens die Lösung mittels besonderer Grabevorrichtungen (Excavations-Apparate) ohne Wasserhaltung. Nachstehend sollen die wichtigeren derselben namhaft gemacht werden.

Es ist wohl auch versucht worden, die Lösung des Bodens unter Wasser durch Taucher bewirken zu lassen; die Ergebnisse dieses Verfahrens waren indes nicht so günstig, daß es eine weitere Verbreitung gefunden hätte. Nur zum Beseitigen einzelner Hindernisse, für gewisse unter Wasser vorzunehmende Nebenarbeiten etc. werden Taucher verwendet.

In Indien bedient man sich von Alters her bei Grundbauten eines Werkzeuges, das eine Schaufel mit kurzem Stiel bildet und *Tham* genannt wird. Ein Taucher steigt mit dieser Schaufel in den Brunnen

hinab, lockert auf der Sohle desselben den Boden mittels seines Werkzeuges auf, füllt es mit dem gelösten Material und läßt sich mit der gefüllten Schaufel emporziehen. Derlei Taucher sind sehr geschickt und können etwa 1 Minute unter Wasser bleiben.

1) Bagger sind diejenigen Grabvorrichtungen, die im Hochbauwesen bislang am meisten zur Anwendung gekommen sind. Insbesondere sind es die durch Arbeiter zu handhabenden Stielbagger, welche den anderen Vorrichtungen vorgezogen werden. Bei diesen ist das Baggergefäß an einem langen Stiele befestigt, der weit genug nach oben reicht, um ihn dort handhaben zu können.

Für sandigen und für schlammigen Boden eignet sich der Sackbagger oder Sackbohrer am besten (Fig. 729 u. 730).

Bei diesem besteht das Baggergefäß aus einem Sack γ von Leder oder Leinen, der an einem Bügel $\delta\delta$ befestigt ist, dessen äußerer Rand als Schneide ausgebildet ist. Bügel und Sack sind am unteren Theile des Baggerstieles s angebracht; letzterer läuft daselbst in einen vortretenden eisernen Dorn s aus, der von oben in den Boden gedrückt wird und den Stützpunkt bildet, um welchen Bügel und Sack gedreht werden. Zu diesem Zwecke ist am oberen Ende des Stieles ein zweiarmer, etwa 90 cm langer Hebel h angebracht, den man mit der Hand (im Sinne der Bügelschneide) drehen kann. Bei dieser Drehung löst die schneidige Kante des Bügels eine Partie des Bodenmaterials, welche in den Sack fällt. Um den gefüllten, etwa 0,03 cbm fassenden Sack heben zu können, ist am Bügel oder am unteren Theil des Stieles ein Seil a befestigt, welches über eine Rolle läuft und meist auf eine Welle aufgewunden wird (vergl. Fig. 730). Die Arbeiter, welche den Sackbohrer handhaben, stehen auf einem leichten Gerüste, welches auf dem Brunnenmantel aufricht.

Fig. 730.

Bei Senkbrunnen von größerer Weite hat man dem Sackbagger mitunter eine etwas andere Einrichtung gegeben, die unter dem Namen Drehbagger bekannt geworden ist. Sack und Bügel werden dabei

Fig. 729.



Sackbohrer.

Senkung der Brunnen mittels Sackbohrer.

mit Kette und Winde quer durch den Brunnen gezogen, während man den Stiel durch ein Tau gegen das Hinaufdringen sichert²¹⁷⁾.

In schwereren Bodenarten und bei größerer Tiefe reicht der Sackbohrer nicht mehr aus. In solchen Fällen erweist sich die indische Schaufel als eine eben so zweckmäßige, wie einfache Grabevorrichtung.

Fig. 731.

Fig. 732.

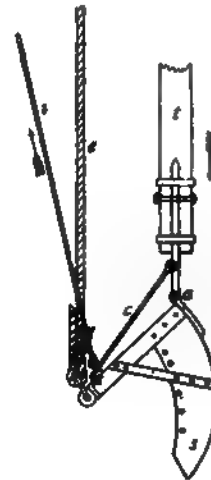
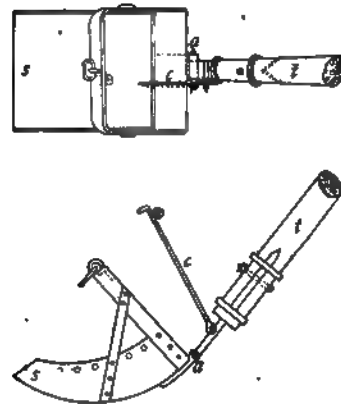


Fig. 733.



Senkung der Brunnen mittels indischer Schaufel.

Indische Schaufel.

Das Baggergefäß ist bei diesem Apparat als Schaufel ausgebildet; sie ist nach Fig. 731 bis 733 gestaltet, etwa 70 cm lang und 60 cm breit, aus Schmiedeeisen hergestellt und mit einer scharfen gestählten Schneide versehen. Die Verbindung des Stieles *t* mit der Schaufel *s* ist mittels eines Gelenkes bei *a* bewirkt. Wenn die Schaufel hinabgelassen wird, so muß sie lothrecht herabhängen und in dieser Lage fest gestellt sein; letzteres kann in verschiedener Weise erzielt werden, in Fig. 732 z. B. durch die Strebe *c*. Die Fixierungsvorrichtung läßt sich von oben aus durch ein Tau *i* auslösen; die Grabarbeit wird gleichfalls von oben durch ein zweites Tau *e* oder eine Kette vorgenommen, welche über eine Winde gelegt wird.

Die bis auf die Brunnensohle hinabgelassene Schaufel wird von 2 bis 3 Arbeitern mit Hilfe des Stieles in den Boden gedrückt; hierauf wird durch Anziehen des Seiles *i* die Feststellvorrichtung *c* aus-

²¹⁷⁾ Näheres hierüber: Deutsche Bauz. 1874, S. 243.

gelöst. Während nun die Arbeiter den Stiel *t* noch niederhalten, wird das Tau *e* mittels der Winde angezogen, wobei die Schaufel allmählich in die wagrechte Lage (Fig. 733) übergeht, etwas vom Bodenmaterial loslöst und aufnimmt. Wird alsdann das Tau *e* vollends aufgewunden, so kommt die Schaufel oben an und kann ausgeleert werden.

Die indische Schaufel erfordert 6 bis 8 Arbeiter als Bedienungsmannschaft.

In sehr grobem Kies genügt die indische Schaufel nicht mehr; besser bewährt sich in einem solchen Falle der Schraubenbagger (Fig. 734 u. 735), der sich auch so herstellen läßt, daß man ihn für weichen Boden anwenden kann.

Der Schraubenbagger ist im unteren Theile wie ein schmiedeeiserner Schraubenpfahl (vergl. Art. 430, S. 305) gestaltet. Soll weicher, schlammiger Boden gelöst werden, so wird über dem obersten Schraubengang eine Hülse zur Aufnahme des gewonnenen Materials angeordnet (Fig. 734); bei kieseligem Boden krempelt man einfach die Ränder der Schraube auf (Fig. 735).

Bei weiteren Brunnen kommen statt der Stielbagger wohl auch Baggervorrichtungen mit Bodenklappen zur Anwendung. Diese bestehen aus einem trommelartigen Behälter, dessen Boden aus 4 bis 8 central angeordneten Klappen zusammengesetzt ist. Die lothrecht herabhängenden Bodenklappen wirken eben so wie die indische Schaufel; hat die Lösung einer Partie Bodenmaterial stattgefunden, so werden die Klappen angezogen und dadurch der Boden des Behälters geschloffen; derselbe wird in mehr oder weniger gefülltem Zustande emporgezogen.

Hierher gehören der *Millroy'sche* Apparat, über den in: Deutsche Bauz. 1868 (S. 470) das Nähere entnommen werden kann; ferner der Excavator von *Bruce* und *Batho*, wovon in: *Revue ind.* 1876, (S. 109 u. 110) eine eingehende Beschreibung zu finden ist; weiters eine auf demselben Princip construirte Grabevorrichtung, deren in: Deutsche Bauz. 1875 (S. 32) Erwähnung geschieht.

Leichtere Dampfbagger werden für die Brunnenfenkung im Hochbauwesen nur selten angewendet.

2) Sandpumpen, nach dem Princip der gewöhnlichen Kolbenpumpen eingerichtet und mit einem trommelartigen Behälter versehen, der die gehobenen Bodenmassen aufnimmt, eignen sich hauptsächlich für sandiges Bodenmaterial, welches in Begleitung von Wasser emporgefördert wird.

Eine eingehende Beschreibung der in Deutschland üblichen Sandpumpe bringt: Deutsche Bauz. 1871 (S. 109). Die von *Reeve* construirte Sandpumpe ist in: *Engineer* 1877 (2. Sem., S. 99 u. 312) beschrieben.

3) Bei Grabevorrichtungen, die nach dem Princip der Strahlpumpen oder Injectoren wirken, wird durch ein auf die Brunnenfohle reichendes Rohr Druckwasser eingepreßt; dieses steigt in einem zweiten Rohr empor, reißt dabei das Bodenmaterial mit sich und gelangt, mit demselben vermengt, oben zum Ausfließen.

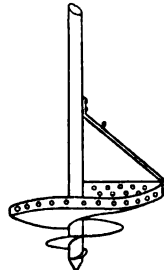
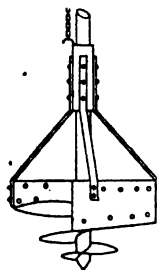
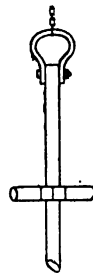
Die einfachste der hier einschlägigen Vorrichtungen ist diejenige von *Robertson*, deren unterer Theil in Fig. 736 dargestellt ist; *A* ist das Rohr, durch welches das Druckwasser eingeführt wird; letzteres steigt im Rohre *B* empor und reißt bei *M* das Bodenmaterial mit sich ²¹⁸⁾.

²¹⁸⁾ Näheres über diese Vorrichtung: Deutsche Bauz. 1875, S. 31. — Andere Strahlpumpen sind beschrieben in: RZHA, F. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. 2. Band. Wien 1876, S. 38 — ferner in: *Riga'sche Ind.-Ztg.* 1878, S. 237.

Fig. 734.



Fig. 735.

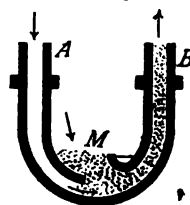


Schraubenbagger. — 1/30 n. Gr.

468.
Sandpumpen.

469.
Sonstige
Grabe-
vorrichtungen.

Fig. 736.

Grabevorrichtung von
Robertson.

4) Von sonstigen Grabevorrichtungen sind noch die nach Art der Centrifugalpumpen construirten und die sog. Heberapparate zu nennen. Letztere dürften zuerst von *Leslie* angewendet worden sein ²¹⁹⁾.

Stößt man bei den unter Wasser vorzunehmenden Senkarbeiten auf größere Steine, Holzstücke oder ähnliche Hindernisse, so sind diese mit Hilfe geeigneter Vorrichtungen, wie Teufelsklauen, Steinzangen (vergl. Art. 384, S. 270) etc. zu beseitigen. Gelingt dies nicht, so muß die Entfernung durch Taucher vorgenommen werden.

470.
Gründung
im offenen
Wasser.

Ist eine Senkbrunnen-Gründung im offenen Wasser auszuführen, so kann man sie ähnlich, wie auf dem festen Lande vornehmen, wenn man an der Baustelle eine entsprechend große Insel schüttet, die bis über den Wasserspiegel reicht. Ist die Schüttung einer Insel, wegen zu großer Wassertiefe oder aus anderen Gründen, nicht zulässig, so hängt man den Brunnenkranz mittels Ketten an einem festen Gerüst oder an fest verankerten Schiffen auf. Ist der Schling auf der Sohle des betreffenden Wasserlaufes angekommen, so kann die Aufhängung unterbleiben.

Gegen vorhandene Strömungen sind die Brunnenpfeiler durch Steinschüttungen zu sichern.

471.
Vollendung
der
Brunnen.

Ist das Brunnenmauerwerk bis auf die erforderliche Tiefe versenkt, so wird die schon gedachte Sohlenschicht aus Beton hergestellt; dieselbe muß stets unter Wasser ausgeführt werden (vergl. Art. 410, S. 291). Wenn diese Beton-Schicht vollständig erhärtet ist, so wird der Brunnen in der Regel ausgepumpt und mit Bruchsteinen oder guten Backsteinen ausgemauert, unter Umständen ausbetonirt; die Betonirung kann erforderlichen Falles auch unter Wasser vorgenommen werden.

Man hat die wasserdichte Sohlenschicht und die Ausfüllung des Brunnens auch noch in anderer Weise hergestellt. Sobald der Schling auf der tragfähigen Bodenschicht angekommen ist, wird ein kreisrunder, etwa 3 cm starker Boden, dessen Durchmesser der lichten Brunnenweite entspricht, in den Brunnen hinabgelassen und mit einigen großen Steinen beschwert. Alsdann werden einige Karren Mauerfchutt und Mörtel in den Brunnen geworfen, wodurch alle Zwischenräume ausgefüllt werden sollen. Hierauf wird wieder eine Partie Steine hineingeworfen und wieder etwas Mörtel aufgebracht etc. Auf diese Weise wird die Ausfüllung des Brunnens bis über den Grundwasserspiegel fortgesetzt und dann erst mit der Ausmauerung begonnen.

Es ist wohl ohne Weiteres ersichtlich, daß dies ein höchst unvollkommenes Verfahren ist, da von einer innigen Verbindung zwischen Stein und Mörtel nicht die Rede sein kann.

Literatur

über »Senkbrunnen-Gründungen«.

Vorschlag zu einer Gebäude-Gründung in besonders ungünstigem Boden. *CRELLE'S Journ. f. d. Bauk.*, Bd. 9, S. 203.

KÖPCKE. Pfeilerfundirung für Eisenbahnbrücken in Indien. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1864, S. 272.

Fundirung mit Hilfe von Schächten. *Zeitschr. f. Bauw.* 1865, S. 352.

Gründungen der Kunstbauten. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1865, S. 278.

SONNE. Ueber Pfeilergründung durch Versenken von Mauerwerk. *Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover* 1866, S. 174.

Maison fondée sur 42 puits en beton, rue Rochechouart, à Paris. Nouv. annales de la const. 1871, S. 76.

QUASSOWSKI. Ueber Fundirungen mit Senkbrunnen nebst Beschreibung einiger Fälle aus der Praxis. *Zeitschr. f. Bauw.* 1874, S. 297.

HOFFMANN, C. H. Ueber Senkbrunnen und Gründungsarbeiten. *Baugwks.-Zeitg.* 1869, S. 74, 81.

²¹⁹⁾ Der *Leslie'sche* Heberapparat ist beschrieben in: *Deutsche Bauz.* 1873, S. 84.

3. Kapitel.

Senkröhren-Gründung.

Eben so wie die Fundirung auf Senkbrunnen zu den Pfeilergründungen gehört, sind auch die Senkröhren-Fundamente unter die Pfeiler-Fundamente einzureihen. Auch in diesem Falle ist es lediglich die Herstellungsweise der Röhrenpfeiler, wodurch sie sich von den Brunnenpfeilern und den massiv aufgeführten Fundament-Pfeilern unterscheiden.

472.
Uebersicht.

Die Gründung auf Senkröhren oder Senkkasten ist mit der Brunnenfundirung in so fern sehr nahe verwandt, als bei beiden die lockere, nicht tragfähige Bodenschicht nicht abgegraben wird, sondern durch dieselbe hindurch ein hohler Cylinder hinabgesenkt wird. Bei den Senkbrunnen wird dieser Mantel gemauert oder aus Beton hergestellt; im vorliegenden Falle sind es hölzerne, feltener eiserne Röhren oder Kasten, welche abgesenkt und hierauf, ganz ähnlich wie die Senkbrunnen, mit Beton oder Mauerwerk ausgefüllt werden.

Die Verwandtschaft zwischen Röhren- und Brunnengründung macht es erklärlich, daß bisweilen beide Fundierungsmethoden zugleich bei einer und derselben Gebäudegruppe zur Anwendung kommen. Die Bauten, welche in Berlin in der Mitte der Sechzigerjahre an den *Werder'schen* Mühlen ausgeführt worden sind, stehen auf einem Terrain, welches an der Schleusenfeite folgende Bodenschichten zeigte: zunächst 3,15 m aufgeschütteter Boden, dann 2,50 m Torf, 1,60 m Schlick mit 65 cm starken Sandadern, 1,25 m Sand und dann guter Kies; nach der Mitte der Baustelle zu fand sich erst in 15 m Tiefe ein ziemlich schlechter Kiesboden. Von dem ursprünglich in Aussicht genommenen Pfahlrost mußte Abstand genommen werden, weil durch die Erschütterungen der Ramme ein benachbartes, ohnehin schon baufälliges Gebäude zu viel gelitten hätte. Zunächst entschied man sich für die Brunnengründung und senkte 1,88 m im Lichten weite Senkbrunnen 8,78 m tief hinab. Da sich jedoch diese Fundirung wegen der in den unteren Torfschichten lagernden Hölzer zu schwierig zeigte, so wählte man die Kastengründung, und auch diese mußte bald aufgegeben werden, weil die Kasten schief einfanken. In Folge dessen wählte man eine Vereinigung von Kasten und Brunnen²²⁰⁾.

Man hat nicht selten die Brunnen- und die Röhrengründung vollständig parallel neben einander gestellt, hat beide Methoden im Princip als ganz gleich bezeichnet und den Unterschied nur im Material des zu versenkenden Cylinders gesucht. Indes ist diese Anschauung nicht ganz gerechtfertigt; denn bei Brunnenpfeilern dient der gemauerte Mantel mit der Ausfüllung zum Tragen des darauf gesetzten Baukörpers; bei der Röhrengründung trägt jedoch nur die Ausfüllung; der Mantel ist bloß die Hülle des Fundament-Pfeilers. Man könnte diese Hülle auch als eine besondere Methode der Auszimmerung der schachtartigen Baugrube betrachten, so daß von diesem Gesichtspunkte aus die Röhrenpfeiler den massiv gemauerten Fundament-Pfeilern gewöhnlicher Art näher ständen, als den Brunnenpfeilern.

a) Hölzerne Senkkasten.

Betreff der Zahl und der Vertheilung der hölzernen Senkröhren oder Senkkasten im Grundplane des zu fundirenden Gebäudes gilt das bei den Senkbrunnen Gefagte (vergl. Art. 453, S. 319). Die Querschnittsform der Kasten ist dem Material entsprechend zu wählen; in Folge dessen wird der Kreis, das Oval etc. auszuschließen sein, und es werden hauptsächlich rechteckig gestaltete Kasten in Anwendung kommen. Für Gebäude mit ganz regelmässigem Grundplan (Fig. 739) werden andere als rechteckige Querschnittsformen für die Kasten nicht erforderlich. Bei weniger regelmässig gestaltetem Gebäudegrundriss erhalten die Kasten auch andere Querschnittsformen, wie solches aus Fig. 737, 738 u. 740 ersichtlich ist.

Die Querschnittsabmessungen der Kastenpfeiler hängen ab von der Stärke der

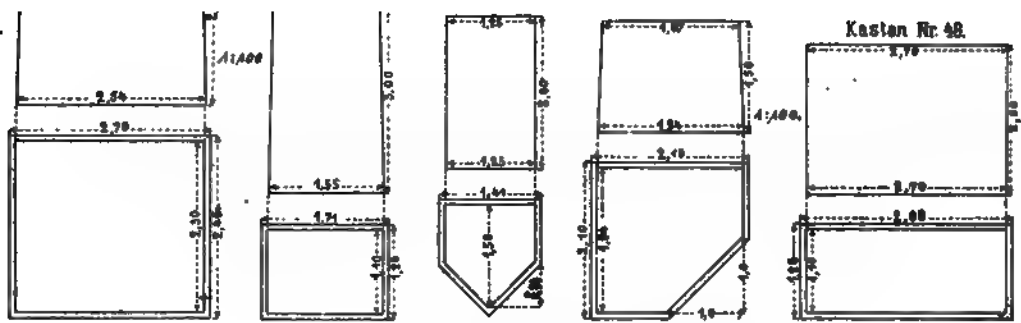
473.
Anordnung
und
Querschnitt.

²²⁰⁾ Näheres hierüber in: Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 504.

Fig. 737. Grundriss des Erdgeschosses und Fundament-Plan.

$\frac{1}{200}$ n. Gr

Fig. 738. Schnitt durch die Fundamente nach *M.N.*



$\frac{1}{100}$ n. Gr.

Vom Lehrerhaus beim Seminar zu Berlin.

Mauern, die sie zu tragen haben, und vom Druck, den die letzteren ausüben. In ersterer Beziehung wählt man die Kastenabmessung (Breite) winkelrecht zur Längsrichtung der zu fundirenden Mauern so, daß beiderseits ein Fundamentabsatz von 12 bis 25 cm Breite entsteht; die zweite Querschnittsabmessung (Länge) wird an jenen Stellen, wo zwei Mauern gegen einander stoßen oder einander durchkreuzen, nahezu eben so groß gewählt; die zwischenliegenden Kästen erhalten meist eine geringere Länge (Fig. 737 u. 739).

Die Längenabmessung der Kastenpfeiler läßt sich, sobald die Breite angenommen ist, aus der Belastung, die sie aufzunehmen haben, und aus der Tragfähigkeit des Baugrundes berechnen.

Beträgt die letztere K Tonnen für 1 qm, die lothrechte Belastung des betreffenden Kastenpfeilers D Tonnen, so ist der Querschnitt f des letzteren bekanntlich

$$f = \frac{D}{10\,000 K} \text{ Quadr.-Met.}$$

Ist die Breite b auf Grundlage der früheren Angaben (Mauerdicke plus 24 bis 50 cm) angenommen worden, so ergibt sich die Länge

$$l = \frac{f}{b}.$$

Da man beim Ausarbeiten des Entwurfes den Druck D meist von vornherein nicht kennt, muß man zunächst für die Pfeilerlängen l eine Annahme machen. Läßt sich später, wenn das Project weit genug gediehen ist, die Belastung D ermitteln, so berechnet man, wie groß bei den angenommenen Querschnittsabmessungen der Pfeiler die Belastung des Baugrundes sich ergibt. Ueberschreitet die letztere die zulässige Belastung K , so muß man entweder die Pfeilerlänge l oder die Zahl der Pfeiler vermehren, unter Umständen die Dicke der zu fundirenden Mauern nach unten vergrößern.

Beim Bau der National-Galerie in Berlin waren im ursprünglichen Entwurf Zahl und Grundfläche der zur Fundirung zu verwendenden Senkkästen so groß angenommen worden, daß eine nähere Berechnung eine Belastung des Baugrundes zu 11 bis 15 kg für 1 qm ergab, eine Pressung, welche sonstigen Erfahrungen gemäß sehr bedeutend erschien und eine namhafte Verringerung wünschenswerth machte. Es wurde deshalb eine neue Anordnung sämtlicher Senkkästen entworfen derart, daß ein ziemlich gleichmäßiger Druck von etwa nur 5,8 kg für 1 qm hervorgebracht wurde.

Um das Senken der Kästen zu erleichtern, läßt man nicht selten den Querschnitt

Fig. 739.

Fig. 740.

Fundament-Plan.
1/300 n. Gr.

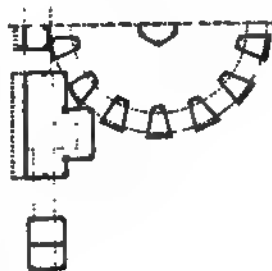
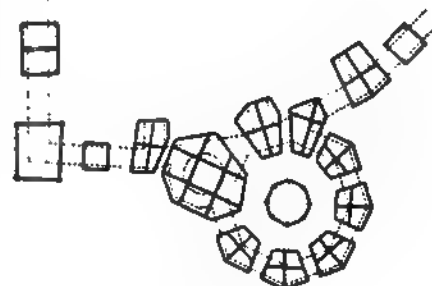


Fig. 741.

Grundriß.
1/1000 n. Gr.



Locomotivschuppen der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn in Berlin ²²¹⁾.

²²¹⁾ Nach Zeitschr. f. Bauw. 1865, Bl. T.

derfelben nach oben zu abnehmen; das Verjüngungsverhältniß beträgt $\frac{1}{50}$ bis $\frac{1}{35}$ (vergl. Fig. 738).

474.
Construction.

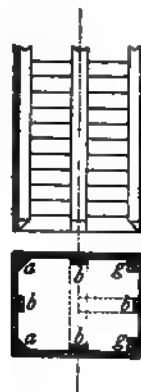
Die hölzernen Senkröhren oder Senkkasten werden aus 4,5 bis 5,5 cm starken Bohlen zusammengesetzt, die entweder lothrecht oder wagrecht angeordnet sind; ersteres geschieht hauptsächlich bei geringen Tiefen und nicht bedeutendem Erd-drucke. Bei kleineren Pfeilern können statt der Bohlen schwächere Bretter Anwendung finden.

Kasten mit lothrecht gestellten Bohlen müssen durch wagrecht angeordnete Kränze, die aus etwa 15×15 cm starken Holzern angefertigt werden, zusammengehalten und abgesteift werden. Solcher Kränze sind mindestens zwei, einer am oberen, einer am unteren Rande der Röhre, erforderlich. Bei größerer Tiefe und stärkerem Drucke wird noch ein Zwischenkranz angeordnet, der jedoch nicht etwa in halber Höhe angelegt, sondern tiefer nach unten gerückt wird, da dort der Druck am größten ist. Der unterste Kranz wird keilförmig zugeschärft.

Die Senkkasten des in Fig. 740 u. 741 angedeuteten Locomotivschuppens haben die in Fig. 742 veranschaulichte Construction erhalten. Die Bohlen sind 4 cm dick, oben in den Falz eines 13×16 cm starken Kranzes eingelassen, unten zugeschärft und außen herum mit einem gleichfalls geschärften Kranz von 5 cm starken Bohlen versehen. Etwa 80 cm über dem unteren Rande ist ein zweiter Kranz angeordnet.

Fig. 742.

Fig. 743. Fig. 744.



Senkröhren. — $\frac{1}{100}$ n. Gr.

Sollen die Bohlen wagrecht liegen, wie in Fig. 743 u. 744, so müssen die Ecken durch lothrecht gestellte Kreuzhölzer *a, a, g, g* von etwa 10×10 bis 12×12 cm Dicke versteift werden; bei größeren Querschnittsabmessungen der Kasten werden noch Leisten *b, b* angeordnet. Die Bohlen werden derart aufgenagelt, daß ihr Hirnholz an den Ecken wechselweise an der einen Seite frei liegt und an der anderen von einer entsprechenden Bohle bedeckt

wird. Dem wechselnden Drucke entsprechend können die Bohlen im vorliegenden Falle im oberen Theile schwächer gehalten werden, als im unteren. Die unterste Bohlenlage wird häufig doppelt angeordnet, um den unteren Kastenrand, der beim Senken am meisten beansprucht wird, zu verstärken.

Bei beiden Constructionen werden die Bohlen auf die Versteifungshölzer aufgenagelt; eben so werden in beiden Fällen innerhalb der Kasten während des Senkens noch vorläufige Verstreben angebracht, welche theils aus wagrecht, theils aus schräg gestellten Spreizen gebildet sind. In Fig. 743 u. 744 sind in den Grundrissen der Senkkasten derartige sich kreuzende Verstrebungshölzer angedeutet.

475.
Ausführung.

Die Senkkasten sind sofort in voller Höhe auszuführen und im Ganzen an die Baustelle zu bringen; die letztere wird hier eben so vorbereitet, wie bei Senkbrunnen (vergl. Art. 462, S. 325). Die Senkung kann gleichfalls, wie bei den Brunnen, vorgenommen werden; doch wird bei den Senkkasten meistens schließlic der Sackbohrer (vergl. Art. 467, S. 327) angewendet. Eine künstliche Belastung

des zu senkenden Kastens darf niemals fehlen, da er selbst ein nur geringes Eigengewicht hat; sie kann bloß bei engeren Kästen (Röhren) entbehrt werden, wenn man diese durch die Schläge einer Ramme zum Sinken bringt.

Ist die Senkung bis auf die erforderliche Tiefe vollführt, so ist das nunmehr einzuschlagende Verfahren hier dasselbe, wie bei den Senkbrunnen (vergl. Art. 471, S. 330). Auch hier wird zunächst die nach unten dichtende Beton-Schicht hergestellt, nach Erhärtung derselben das Wasser ausgeschöpft und die Ausmauerung vorgenommen; oder es wird der ganze Kasten mit Beton ausgefüllt. Letzteres wird namentlich dann vorgezogen, wenn die Kästen (Röhren) sehr eng sind oder wenn in Folge bedeutenden Erddruckes eine starke Verftreibung der Kastenwände vorgenommen werden mußte und in Folge dessen der Innenraum des Kastens nur wenig frei ist.

Die ausgemauerten Kastenpfeiler werden bei stark nachgiebigem Baugrunde bisweilen unter einander verankert.

In einigen Fällen hat man die Kästen bloß mit Steinen ausgefüllt und ausgestampft, was sich als vollkommen ausreichend erwiesen haben soll. Auch eine Ausfüllung mit scharfkörnigem, grobem Sande ist nicht ausgeschlossen.

Ueber dem Grundwasserspiegel oder, wenn dieser tief gelegen ist, in größerer Höhe wird die Mauerung der Fundament-Pfeiler in gewöhnlicher Weise fortgesetzt bis zu jener Stelle, wo die Grundbogen, welche die Pfeiler mit einander verbinden sollen, anzusetzen sind. Nach Aufstellung der hierzu erforderlichen Lehrbogen wird die etwa 2 Stein starke Wölbung und hierauf die Ausmauerung der Wölbzwickel vorgenommen. Stehen die Kästen sehr nahe an einander, so kann man die Verbindungs-Construction auch durch Auskragen der betreffenden Steinscharen bewirken; beide Anordnungen sind in Fig. 737 u. 738 zu finden.

Die Anwendung der Senkkästen-Gründung ist eine beschränkte. Sie sollte nur für geringe Fundirungs-Tiefen (4, höchstens 5^m) angewendet werden, da man anderenfalls die Kästen, bezw. Röhren nicht steif genug construiren kann. Allein auch sonst hat sich diese Gründungsmethode nur wenig Eingang verschafft; sie ist hauptsächlich bloß in den älteren preussischen Provinzen im Gebrauch und wird der Brunnengründung vorgezogen, wenn der Baugrund ein sehr ungleichartiger ist und sobald in der lockeren Bodenschicht Baumstämme oder andere Hindernisse vorhanden sind, welche die Senkung von Brunnen gefährden könnten.

476.
Anwendung.

b) Eiserne Senkröhren.

Eiserne Senkröhren kommen meist nur für Brückenpfeiler, in England wohl auch für längere Mauern zur Anwendung und werden alsdann in der Regel mit Hilfe von gepresster Luft versenkt. Im Hochbauwesen sind sie sehr selten zu Fundamenten benutzt worden; als einzige Ausführung dieser Art ist die im Jahre 1880 bewirkte Gründung der neuen *magasins du Printemps* zu Paris (Arch.: *Sédille*) bekannt geworden.

477.
Senkröhren.

Das für derlei Senkröhren am häufigsten angewendete Material ist Gusseisen; es besteht die Röhre alsdann aus einzelnen cylindrischen Trommeln, welche in demselben Maße über einander gesetzt werden, als die Röhre in Folge der Lösung des Bodens in den letzteren einsinkt. Die Trommeln sind an der Ober- und Unterseite mit ringförmigen Flanschen versehen und werden mit diesen und mit Hilfe von Schrauben mit einander verbunden.

Senkröhren von größerem Durchmesser werden aus Eisenblechen (nach Art der Kesselnietungen) zusammengesetzt; durch L- und T-Eisen wird den Wandungen die nöthige Steifigkeit verliehen.

Die *magasins du Printemps* wurden, theils in Rücksicht auf Feuerficherheit, theils um möglichst wenig an Raum zu verlieren, im Inneren der Hauptsache nach in Eisen-Construction ausgeführt; Decken und Dächer werden von eisernen Freistützen (Fig. 745 u. 746²²²) getragen. Diese sowohl, als auch die gemauerten Pfeiler, welche im Erdgeschoß die Frontmauern tragen (Fig. 747²²³), haben großen Belastungen (die

Fig. 745.

Lothrechter
Schnitt.

Fig. 746.

Grundriß.

Von den *magasins du Printemps* in Paris. — Gründung der eisernen Freistützen²²²).

Arch.: *Sédille & Baudet*.

1/40 n. Gr.

größte Belastung beträgt 350 t, die kleinste 230 t) zu widerstehen. Um diese in geeigneter Weise auf den Baugrund zu übertragen, bezw. auf eine möglichst große Fläche zu vertheilen, wurden für sämtliche 46 eisernen Freistützen der Magazins-Räume, eben so für die steinernen Stützen der Frontmauern, für die

²²²) Facf.-Repr. nach *Encyclopédie d'arch.* 1885, Pl. 997.

²²³) Nach: *Semaine des conf.*, Jahrg. 6, S. 233.

Freistützen der großen Flurhalle und der Rotunden cylindrische Röhrenpfeiler von 2,5 bis 3,0 m Durchmesser verfenkt. Dieselben erhielten 2 m Höhe, die Wandungen 4 mm Blechdicke und zur Versteifung ringförmig gebogene Winkelleisen von $60 \times 60 \times 8$ mm Querschnitt. Nach dem Verfenken wurde die Röhre mit hydraulischem Beton ausgefüllt. Die Mehrzahl der Brunnenpfeiler erhielt einen Durchmesser von 2,5 m; den stärker belasteten dagegen (solchen mit 265 t und 350 t lothrechten Druck) wurde 3,0 m Durchmesser gegeben.

Eiserne Senkröhren können eben so, wie die gemauerten Senkbrunnen und die hölzernen Senkkaften verfenkt werden; indess ist in den meisten Fällen, wie oben schon angedeutet wurde, das pneumatische Senkverfahren oder die Luftdruckgründung in Anwendung gekommen. Auch bei dem eben vorgeführten Beispiele ist dies geschehen.

Bei verfenkten Fundamenten, die auf pneumatischem Wege hergestellt werden, wird für die Lösung der lockeren Bodenschicht an der Fundament-Sohle ein wasserfreier Arbeitsraum mittels gepresster Luft geschaffen; es wird das Wasser mittels Pressluft verdrängt. Die Arbeiter können, ähnlich wie in eine Taucherglocke, eintreten und die Erdgrabung vornehmen.

Mit Rücksicht auf die vereinzelte Anwendung dieses Gründungsverfahrens soll hier nicht weiter auf dasselbe eingegangen werden. Es ist hierüber das Nähere in den auf S. 231 u. 232 angeführten Büchern über Grundbau und in den unten ²²⁴⁾ namhaft gemachten Sonderchriften zu finden.

Die Senkröhren der *magasins du Printemps* wurden vor dem Verfenken oben durch kegelförmig gestaltete Deckel abgeschlossen und die Luftschleufen alsdann aufgesetzt. Durch ein 70 mm weites Kautschukrohr wurde die Pressluft eingeführt und dadurch die Röhre wasserfrei gemacht. Nunmehr konnte durch Arbeiter die Lösung der lockeren Bodenschicht vollzogen werden; alsdann wurde die Röhre mit hydraulischem Beton ausgefüllt und der Deckel abgenommen.

Die Senkung einer Röhre dauerte 10, die Ausbetonirung derselben sammt den Vollendungsarbeiten 24 Stunden; ein in solcher Weise hergestellter Fundament-Pfeiler von 2,5 m Durchmesser und 2,5 m Höhe kostete 720 Mark (ca. 900 Francs).

Die Erfahrungen, welche beim Bau der großen Oper in Paris gemacht worden waren (siehe auch Art. 407, S. 286), die Schwierigkeiten, welche sich dort in Folge des starken Grundwasserandranges ergeben hatten, waren hauptsächlich Veranlassung, daß *Baudet*, von dem der Entwurf der Eisen-Construktionen des in Rede stehenden Gebäudes herrührt, die Anwendung der Luftdruckgründung in das Auge faßte; die betreffenden Arbeiten wurden unter der Leitung *Zschokke's* ausgeführt ²²⁵⁾.

²²⁴⁾ GÄRTNER, E. Entwicklung der pneumatischen Fundirungsmethode etc. Wien 1879. (Sonder-Abdruck aus: Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 41.)

PERNOLET, A. *L'air comprimé et ses applications etc.* Paris 1879.

ANSFACH, L. *Notice sur les fondations par l'air comprimé etc.* Bruxelles 1880.

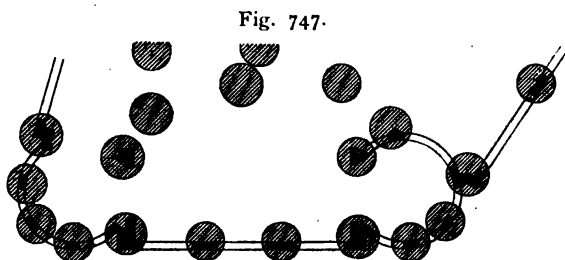
BRENNECKE, L. Ueber die Methode der pneumatischen Fundirungen. Petersburg 1881.

²²⁵⁾ Eingehendere Mittheilungen über diese Gründung ist zu finden in:

Grands magasins du Printemps à Paris. Encyclopédie d'arch. 1885, S. 1.

DUPRÉ, E. *Les fondations à l'air comprimé. Semaine des const.*, Jahrg. 6, S. 232.

FÉRRAND, S. *Les fondations à l'air comprimé aux nouveaux magasins du Printemps. Gaz. des arch.* 1881, S. 207.

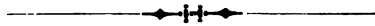


Von den *magasins du Printemps* in Paris.
Theil des Fundament-Planes ²²⁵⁾. — $\frac{1}{500}$ n. Gr.

Literatur

über »Senkröhren-Gründungen«.

- WEISE, H. Locomotiv-Haus der Berlin-Potsdam-Magdeburger Eisenbahn zu Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1865, S. 438.
- ERBKAM, G. Die Königliche National-Galerie. Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 263.
- CRAMPE, R. Praktische Erfahrung bei Gründung auf Senkkäften. Baugwks.-Zeitg. 1870, S. 130.
- SCHMIDT, O. Gründung auf Senkkäften. Baugwks.-Zeitg. 1870, S. 113.
- FERRAND, S. *Les fondations à l'air comprimé. Revue industr.* 1881, S. 362.
- FERRAND, S. *Les fondations à l'air comprimé aux nouveaux magasins du Printemps. Gaz. des arch.* 1881, S. 207.
- DUPRÉ, E. *Les fondations à l'air comprimé. Semaine des const.*, Jahrg. 6, S. 232.



Berichtigungen:

- S. 3, zwischen Zeile 23 u. 24 v. u. einzufügen: WOLFRAM, J. L. F. Lehrbuch der
gesamten Baukunst. Stuttgart 1833—42.
- S. 13, Zeile 18 v. u.: Statt »senkrecht« zu lesen: »parallel«.
- S. 17, » 12 v. o.: Statt »Portland-Cement-Sand-Mörtel« zu lesen: »Portland-
Cement-Beton«.
- S. 75, » 2 v. o.: Statt »her« zu lesen: »an«.
- S. 155, » 16 v. o.: Statt »115.« zu lesen: »125.«.

Tech 21
D93

